



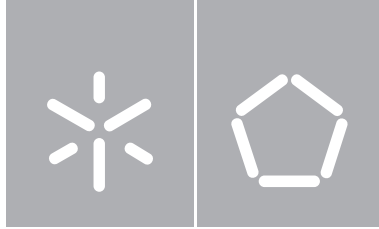
Universidade do Minho

Escola de Engenharia

Leandro Nunes Martins Vieira Marques

Monitorização Estática e Dinâmica: Aplicações

Dezembro de 2007



Universidade do Minho

Escola de Engenharia

Leandro Nuno Martins Vieira Marques

Monitorização Estática e Dinâmica: Aplicações

Tese de Mestrado

Engenharia Civil / Materiais e Reabilitação da Construção

Trabalho efectuado sob a orientação do

Professor Doutor Paulo José Brandão Barbosa Lourenço

DECLARAÇÃO

Leandro Nuno Martins Vieira Marques

Endereço electrónico: leandromarques@sapo.pt Telefone: 912229849

Número do Bilhete de Identidade: 10602157

Título dissertação ☐/tese ☐

Monitorização Estática e Dinâmica: Aplicações

Orientador:

Professor Doutor Paulo José Brandão Barbosa Lourenço

Ano de conclusão: 2007

Designação do Mestrado:

Mestrado em Engenharia Civil – Materiais e Reabilitação da Construção

É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA TESE/TRABALHO APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO,
MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE

Universidade do Minho, ____/____/____

Assinatura: _____

Agradecimentos

Não poderia deixar de endereçar os meus sinceros agradecimentos a todos aqueles que, de forma directa ou indirecta, contribuíram de forma decisiva para o desenvolvimento deste trabalho. Assim, gostaria de agradecer:

- Ao Professor Paulo Lourenço, o meu orientador, não só pela forma como orientou este trabalho, demonstrando grande interesse pelo tema abordado, promovendo conversas interessantes e constantes trocas de ideias, mas também por todo o apoio e toda a colaboração transmitida durante o desenvolvimento desta dissertação;
- Ao Luís Ramos, colega e amigo, pela disponibilidade, colaboração e constantes troca de ideias e dicas, que constituíram uma enorme ajuda para o desenvolvimento e conclusão deste trabalho;
- Ao meu amigo Carlos Gonçalves, companheiro de muitas aventuras, pela amizade e motivação transmitida durante mais esta etapa;
- Ao meu amigo Rui Teixeira, pela ajuda prestada no processamento estatístico dos dados obtidos pela monitorização da torre de Mogadouro;
- Ao meu amigo Rui Mota e a todos os meus colegas de trabalho, que sempre me motivaram e demonstraram interesse no trabalho desenvolvido, especialmente ao Pedro Vasconcelos, Ana Real, Ana Mendes, Carlos Carvalho, Pedro Marques e Ana Paula;
- Aos meus amigos mais próximos, por todo o interesse e incondicional apoio demonstrado;
- Ao Fernando Jorge, vizinho e amigo, pela sua companhia em muitas das viagens realizadas à torre de Mogadouro;
- Ao Teófilo Pereira, colega e amigo, pelo apoio e pela constante troca de ideias sobre a forma de organizar e desenvolver este trabalho;
- À Refer e à Eng.^a Fernanda Pinto, por toda a disponibilidade e colaboração prestada na elaboração do capítulo sobre a monitorização utilizada na reabilitação do túnel do Rossio, em Lisboa, dispensando toda a informação necessária ao seu desenvolvimento. Especial agradecimento ao Eng. Hugo Costa e ao Eng. Carlos Mota, pela colaboração na disponibilização de registos fotográficos da monitorização aplicada na empreitada;

- Ao consórcio Teixeira Duarte / Epos, nas pessoas do Eng. Luís Santos e o Dr. Luís Gonçalves, pela colaboração, enorme disponibilidade, facultando informação sobre o modo de funcionamento dos sistemas de monitorização utilizados na empreitada, e pela constante troca de ideias para a optimização do capítulo no desenvolvimento do capítulo do túnel do Rossio;
- À Câmara Municipal de Mogadouro, e à Arq.^a Alexandra Machado, pela enorme disponibilidade em colaborar na realização dos ensaios na torre de Mogadouro, prestando sempre todo o apoio logístico necessário;
- Ao IPPAR, e ao Arq. Cúpidio, pela sua colaboração na realização dos ensaios na torre de Mogadouro;

E finalmente à minha família:

- Aos meus sogros, pelo interesse demonstrado durante o desenvolvimento do trabalho;
- Aos meus pais, irmão e avó, pelo interesse pelo trabalho e apoio incondicional;
- À minha esposa, Maria Gentil, por toda a motivação e paciência demonstrada durante o desenvolvimento deste trabalho, que prometo compensar.

Resumo

A protecção do meio ambiente tem sido um aspecto essencial nas políticas das sociedades modernas. Essas políticas relacionam-se com a sustentabilidade, a durabilidade, a conservação e a reabilitação das construções, visando o aumento do desempenho das construções e a redução dos impactos ambientais, garantindo sempre o conforto e a segurança dos seus utentes.

Neste contexto, a monitorização estrutural assume um papel principal no aumento da durabilidade e da performance das construções, através da observação do seu comportamento, podendo ser um meio eficaz para alertar, em tempo útil, da necessidade de eventuais acções de reabilitação.

A presente tese tem como objectivos descrever os sistemas de monitorização disponíveis no mercado e demonstrar as suas potencialidades. Para alcançar esses objectivos, foi realizada uma revisão do estado da arte no que concerne sistemas de monitorização estruturais. Neste âmbito, são apresentados diversos sensores disponíveis no mercado e respectivas tecnologias.

Seguidamente, foram apresentados dois casos de estudo relacionados com aplicações de sistemas de monitorização: a monitorização estática aplicada na reabilitação do túnel do Rossio, em Lisboa, e a monitorização dinâmica aplicada à Torre do Relógio de Mogadouro.

No primeiro caso de estudo, foram usados vários sensores para observar a influência dos trabalhos de reabilitação, a decorrer no túnel, na estabilidade dos maciços de solo envolvente e na estabilidade das habitações localizadas nas proximidades do túnel. O sistema e os resultados obtidos foram apresentados, tendo sido realizada uma análise para averiguar a sua eficácia.

No segundo caso de estudo, foram usados sensores dinâmicos e sensores para medir as variações dos parâmetros ambientais, com vista a caracterização modal da estrutural, a detecção de dano e a avaliação dos efeitos sazonais dos parâmetros ambientais. A Torre do Relógio de Mogadouro foi alvo de um reforço estrutural recente, tendo o sistema de monitorização sido instalado após o reforço. Foram realizados ensaios para caracterizar a resposta dinâmica da torre, antes e depois do reforço. Esta análise foi realizada através de métodos directos e inversos. A análise permitiu constatar a eficácia do reforço e o nível de dano antes dos trabalhos de reabilitação.

Relativamente ao sistema de monitorização, este toma partido das vibrações naturais que ocorrem na estrutura (ruído ambiente) para estimar os parâmetros modais. Os resultados obtidos foram correlacionados com os parâmetros ambientais (temperatura e humidade relativa do ar) através do ajuste de modelos numéricos, que permitiram constatar que os parâmetros ambientais influenciam, de forma significativa, a resposta dinâmica da estrutura.

Abstract

Environmental protection is an important issue in the policies of modern societies. This policies is related to sustainability, durability, conservation and rehabilitation, aiming at increase the buildings' performance and the reduction of the environmental impacts.

Structural monitoring task plays an important role in the increase of buildings' durability and performance. Through structural assessment, a monitoring task can be a reliable tool to alert in advance for the need of possible rehabilitation works.

The present thesis aims at describing the available monitoring systems in the market and to demonstrate their capabilities. With that aim, a state of the art review related to the monitoring systems was addressed first. Several available sensors and technologies were presented.

Next, two case studies related to monitoring were presented: the static monitoring system of the Rossio tunnel, in Lisbon, and the dynamic monitoring system of the Mogadouro Clock Tower, Portugal.

In the first case, sensors were used to observe the influence of the rehabilitation works, running in the tunnel, on the involving soils and on the buildings near the tunnel. The system and the results obtained were presented together with the evaluation analysis of the system efficiency.

In the second case, dynamic sensors and environmental sensors were used to characterize the modal response of the tower, to detect damage and to evaluate the environmental effects on the dynamic response. Recently, strengthening works were carried out in the Mogadouro Clock tower and the monitoring system was installed after the works. Dynamic tests were carried out to characterize the response, before and after strengthening. Direct and inverse methods were used for this analysis, which allowed concluding on the efficiency of the strengthening and the level of damage before rehabilitation.

With respect to the monitoring system, the modal parameters are estimated by using ambient vibrations to excite the structure. The modal results were correlated to with environmental parameters and numerical models were used to tune the dynamic response. The tuned analysis allows concluding that the environmental effects from temperature and relative air humidity significantly change the dynamic response of the tower.

Índice

Agradecimentos

Resumo

Abstract

Capítulo 1 – Introdução

1.1 A Reabilitação de Edifícios	2
1.2 Objectivos	4
1.3 Descrição dos Capítulos	4

Capítulo 2 – Monitorização Estática e Dinâmica

2.1 Introdução	8
2.2 Monitorização de Estruturas	9
2.3 Objectivos da Monitorização	10
2.4 Requisitos dos Sistemas de Monitorização	11
2.5 Sistemas de Aquisição e Transmissão de Dados	13
2.6 Sensores	16
2.6.1 Sensores Para Monitorização Estática	16
2.6.2 Sensores Para Monitorização Dinâmica	40
2.7 Avanços Recentes dos Sistemas de Monitorização	43
2.7.1 Sensores	44
2.7.2 Sistemas de Transmissão de Dados	46
2.7.3 Alimentação dos Sensores	47
2.7.4 Sistemas Inteligentes	50
2.8 Conclusões	52

Capítulo 3 – Monitorização Estática do Túnel do Rossio

3.1	Introdução	54
3.2	Breve Revisão Histórica	55
3.3	Reabilitação	57
3.4	Plano de Monitorização Aplicado na Empreitada de Reabilitação	61
3.5	Monitorização no Interior do Túnel	66
3.5.1	Alvos Topográficos	67
3.5.2	Extensómetros de Corda Vibrante (Strain Gauges).....	68
3.6	Monitorização à Superfície	68
3.6.1	Monitorização do Solo	68
3.6.2	Monitorização dos Edifícios	72
3.7	Análise dos Resultados Obtidos pela Monitorização	76
3.7.1	Alvos Topográficos no Interior do Túnel	78
3.7.2	Extensómetros de Corda Vibrante	80
3.7.3	Marcas de Superfície	80
3.7.4	Extensómetros de Barra	81
3.7.5	Inclinómetros	82
3.7.6	Piezómetros	83
3.7.7	Fissurómetros	83
3.7.8	Alvos Topográficos (edifícios)	84
3.7.9	Réguas de Nivelamento	86
3.7.10	Avaliação do Desempenho do Sistema de Monitorização Aplicado.....	87
3.8	Sistema de monitorização permanente	87
3.8.1	Equipamento do Sistema de Monitorização	88
3.8.2	Gestão dos Dados Obtidos Pela Monitorização	89
3.9	Conclusões	92

Capítulo 4 – Análise Dinâmica da Torre de Mogadouro

4.1	Introdução	94
4.2	Descrição da Torre de Mogadouro	95
4.3	Anomalias Observadas Antes da Intervenção	96
4.4	Reabilitação da Torre de Mogadouro	98

4.5	Ensaaios Dinâmicos Realizados na Estrutura da Torre.....	100
4.5.1	Técnicas de Ensaio Utilizadas	100
4.5.2	Descrição dos Ensaaios Realizados Antes e Depois da Intervenção	102
4.6	Identificação Dinâmica da Torre	104
4.7	Aplicação de Métodos Inversos.....	107
4.7.1	Optimização do Modelo de Elementos Finitos Após a Reabilitação....	111
4.7.2	Optimização do Modelo de Elementos Finitos Antes da Reabilitação.	120
4.7.3	Comparação da Resposta Dinâmica Experimental e Numérica	123
4.8	Comparação dos Resultados Obtidos Pela Aplicação dos Métodos Directos e Inversos.....	126
4.9	Conclusões.....	127

Capítulo 5 – Influência dos Efeitos Ambientais na Torre de Mogadouro

5.1	Introdução	130
5.2	Influência dos Parâmetros Ambientais na Resposta Dinâmica das Estruturas.	131
5.3	Monitorização Dinâmica da Torre de Mogadouro	133
5.3.1	Descrição do Sistema de Monitorização.....	133
5.3.2	Realização das Campanhas de Monitorização	135
5.3.3	Identificação dos Parâmetros Modais	136
5.4	Análise dos Resultados Obtidos	137
5.4.1	Análise Directa dos Resultados	137
5.5	Modelação da Resposta Dinâmica dos Efeitos Ambientais	142
5.5.1	Regressão Linear Simples.....	144
5.5.2	Regressão Multilinear	148
5.5.3	Modelos Autoregressivos (ARX)	149
5.5.4	Modelos Autoregressivos Optimizados	152
5.6	Conclusões.....	154

Capítulo 6 – Conclusões

6.1	Conclusões.....	158
6.2	Trabalhos Futuros	160

Referências	163
-------------------	-----

Anexo A

Capítulo 1

Introdução

1.1 A Reabilitação de Edifícios

A conservação e a reabilitação das construções, é um tema bastante abordado na actualidade. Um pouco por todo o mundo, é reconhecida a importância cultural e económica do património construído de valor cultural.

A necessidade do desenvolvimento de acções de conservação e reabilitação na construção em geral não é, contudo, um tema recente. Cóias (2006) apresenta uma breve introdução histórica sobre a realização de inspecções e ensaios em construções degradadas. Entre outros, apresenta como exemplos as acções de conservação desenvolvidas pelos romanos nas suas habitações, os estudos realizados à torre de Pisa em 1292 e a primeira inspecção estrutural documentada, tendo em vista o reforço da cúpula de S. Pedro, em Roma, em 1742-1743.

A reabilitação das construções, tal como a conhecemos nos dias de hoje, teve a sua origem entre os séculos XVIII e XIX. Luso. et al. (2004) faz uma retrospectiva histórica da teoria da conservação e do restauro desde a sua origem até aos dias de hoje.

Hoje em dia, a reabilitação constitui-se como sendo um sector estratégico na Europa. Para além de conservar e de requalificar os recursos do edificado existente através de soluções economicamente viáveis, considera aspectos relacionados com a preservação do edificado existente, as questões ambientais, a sustentabilidade e a durabilidade das construções.

Em termos percentuais, segundo os dados disponibilizados pela Euroconstruct (Martins, 2005), o sector da reabilitação já representa na Europa um valor médio de cerca de 45% da actividade da indústria da construção civil europeia (ver Figura 1).

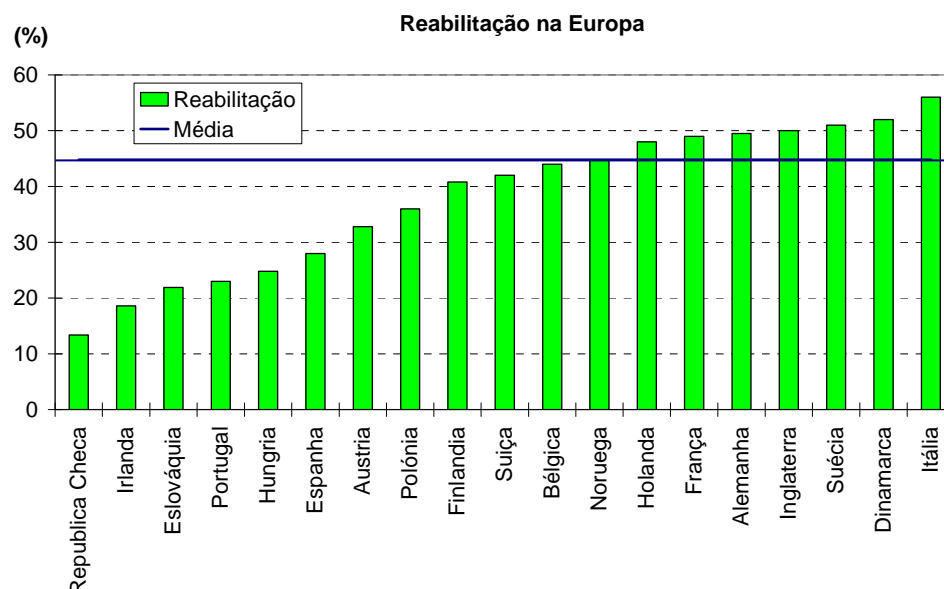


Figura 1 – Mercado da reabilitação das construções na Europa (Martins, 2005)

Em países como a Itália, a Dinamarca ou a Suécia, o mercado da reabilitação representa já mais de 50% do valor total da construção. Em Portugal, a reabilitação representa um valor de aproximadamente 23%, sendo o quarto país com menor expressão no mercado da reabilitação europeu. Tal facto deveu-se, durante um largo

período de tempo, à falta de políticas e acções que promovessem a adaptação e a reabilitação das construções existentes às novas exigências e a uma política de arrendamento incompreensível.

Devido ao elevado número de edifícios degradados nos centros das grandes cidades, o aumento das acções de reabilitação em Portugal torna-se indispensável para a recuperação do património construído português.

Com a implementação das SRU (Sociedades de Reabilitação Urbana) nas principais cidades e os incentivos à reabilitação, por exemplo o RECRUA (Regime Especial de Participação na Recuperação de Imóveis Arrendados), começam a existir condições para inverter este panorama.

Na Figura 2 apresenta-se a evolução das taxas de crescimento para o mercado das novas construções e da reabilitação, nos últimos anos em Portugal, onde se pode verificar que a taxa de crescimento acompanha a evolução da taxa de crescimento das novas construções, mas sempre com valores mais elevados.

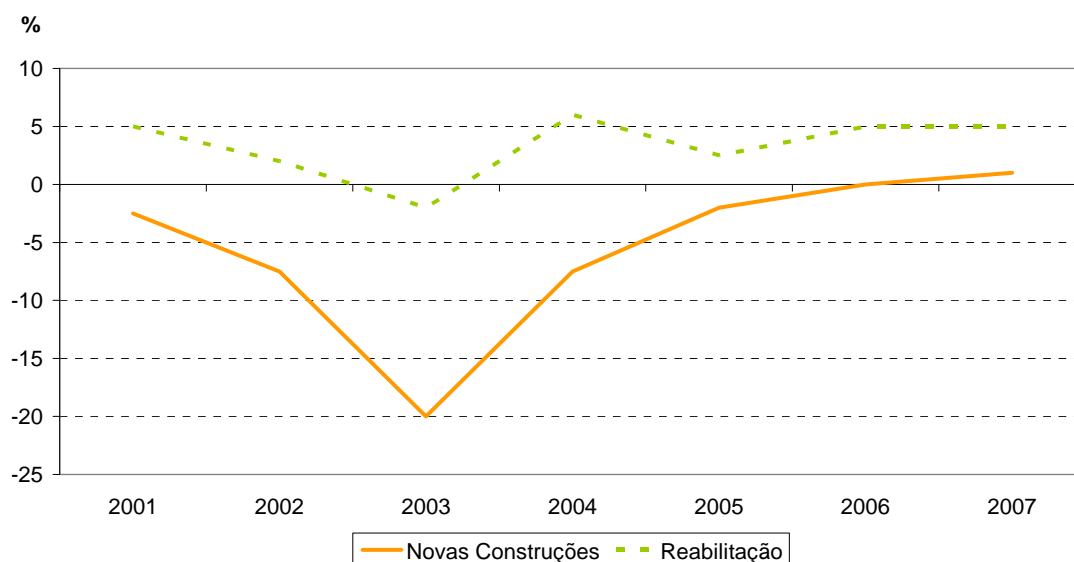


Figura 2 – Taxa de crescimento da construção e da reabilitação em Portugal (Martins, 2005)

Devido à sua complexidade, a conservação do património construído e a reabilitação urbana implicam uma abordagem técnica com maior grau de exigência e altamente especializada. Inserida nesta abordagem surge a monitorização estrutural. A utilização desta ferramenta assume grande importância no conhecimento sobre o real estado das construções. Para além de permitir avaliar a segurança e a integridade estrutural das construções monitorizadas, a utilização de sistemas de monitorização assume particular relevância na elaboração do diagnóstico da estrutura e na detecção de dano ou de degradação. A detecção de anomalias numa fase inicial promove ainda a redução dos custos necessários para a intervenção e aumenta o período de utilização da estrutura.

Motivados pelas potencialidades acima referidas, são cada vez mais considerados sistemas de monitorização nas novas edificações. Mas não só as estruturas novas são monitorizadas. O estudo das construções existentes também se impõe e constitui um desafio para os investigadores. O desafio surge das limitações ao nível do conhecimento das características dos materiais aplicados, das soluções estruturais utilizadas, do comportamento estrutural do conjunto, associadas às restrições impostas à realização de ensaios “in situ” e à recolha de amostras. A monitorização pode ainda ser utilizada para aferir a eficácia da reabilitação desenvolvida na estrutura.

1.2 Objectivos

Este trabalho, no campo da monitorização estrutural, tem como principal objectivo abordar esta temática e demonstrar as potencialidades da sua utilização. Assim propõe-se realizar num primeiro instante uma revisão do estado de conhecimento sobre sistemas de monitorização e sobre os principais sensores disponíveis no mercado, resumindo as principais capacidades e as aplicações mais correntes.

Pretende-se ainda demonstrar a aplicabilidade destes sistemas nas estruturas. Para esse efeito, apresentam-se dois casos práticos da utilização de sistemas de monitorização em estruturas, um estático (túnel do Rossio) e outro dinâmico (torre de Mogadouro). Finalmente, pretende-se avaliar a influência dos efeitos ambientais no comportamento estrutural e nos resultados da monitorização. Para isso, são apresentados os estudos desenvolvidos na torre de Mogadouro, para a determinação da influência dos parâmetros ambientais na resposta dinâmica da estrutura, incluindo a descrição do sistema de monitorização dinâmico utilizado durante a investigação.

1.3 Descrição dos Capítulos

Para a realização deste trabalho, os temas abordados foram organizados em 6 capítulos da seguinte forma:

- No capítulo 1 é realizada uma breve introdução à reabilitação de edifícios. São ainda apresentados neste capítulo os objectivos, a descrição e organização deste trabalho;
- O capítulo 2 apresenta o estado de arte dos sistemas de monitorização e dos sensores que o constituem. São abordados os sistemas de monitorização estáticos e dinâmicos, incluindo uma breve descrição de cada sensor apresentado.
- O capítulo 3 apresenta um exemplo de aplicação de um sistema de monitorização estático. O caso apresentado refere-se ao sistema de apoio à reabilitação do túnel do Rossio, em Lisboa. Para além de uma breve revisão histórica, são apresentadas as causas que motivaram a intervenção, as soluções de reforço adoptadas e a monitorização desenvolvida para acompanhamento dos eventuais efeitos dos trabalhos no interior do túnel e à superfície.

- No capítulo 4 é apresentado um exemplo de aplicação de um sistema de monitorização dinâmico, utilizado na identificação dinâmica da torre de Mogadouro antes e após a reabilitação. É efectuada a descrição do estado de conservação inicial e das acções desenvolvidas para a reabilitação do monumento. Descreve-se o processo de calibração de um modelo numérico através das leituras obtidas por via experimental. É ainda realizada a comparação entre o comportamento estrutural verificado antes e após o reforço, utilizando os resultados obtidos pela identificação dinâmica e pelo modelo numérico. Finalmente é realizada uma comparação entre dois métodos utilizados na comparação dos comportamentos estrutural antes e após reforço.
- O capítulo 5 apresenta a aplicação de um sistema de monitorização dinâmico na torre de Mogadouro, tendo em vista a avaliação da influência dos parâmetros ambientais na resposta dinâmica da estrutura. Descreve-se o sistema de monitorização aplicado e o processamento dos dados obtidos. A apresentação dos resultados e a tentativa de ajuste a um modelo de regressão linear são também abordados neste capítulo.
- Finalmente, no capítulo 6 apresentam-se as principais conclusões deste trabalho e sugestões para trabalhos futuros a desenvolver nesta temática.

Capítulo 2

Monitorização Estática e Dinâmica

2.1 Introdução

O desempenho estrutural é, hoje em dia, um tema bastante abordado essencialmente em aspectos relacionados com a durabilidade e a integridade/segurança estrutural. Um bom desempenho assegura condições de integridade/segurança estrutural e uma maior durabilidade da estrutura.

A crescente utilização de sistemas de monitorização na observação e controlo do desempenho estrutural, e a existência de diversas soluções capazes de realizar com sucesso as tarefas de monitorização, foram as principais motivações para a realização deste capítulo.

Dada a grande variedade de soluções existentes, a tarefa de definição dos sistemas de monitorização pode constituir-se como uma tarefa algo complexa. Para identificar os principais aspectos a ter em consideração na implementação de um sistema, são abordados neste capítulo os objectivos e os requisitos mínimos necessários a observar na selecção e definição de um sistema de monitorização estrutural.

Com o objectivo de melhorar o estado de conhecimento sobre os equipamentos de monitorização, são apresentados os principais sensores disponíveis no mercado para a aplicação em sistemas de monitorização estáticos e dinâmicos. Nessa apresentação, é realizada uma descrição sucinta de cada sensor e dos respectivos campos de aplicação.

Na última parte deste capítulo, são abordados os avanços recentes dos sistemas de monitorização, nomeadamente os avanços tecnológicos dos sensores, dos sistemas de transmissão de dados e do consumo energético do sistema, e o desenvolvimento de sistemas estruturais inteligentes.

2.2 Monitorização de Estruturas

Para se poder garantir a segurança estrutural de uma estrutura, é necessário ter um perfeito conhecimento do estado da estrutura analisada. Esse conhecimento pode ser obtido através da implementação de um programa de inspecção onde, através da observação e da recolha de dados da estrutura, é realizada uma avaliação do verdadeiro estado da estrutura.

As acções de inspecção de uma estrutura podem ser divididas em dois grupos: A inspecção periódica ou de rotina, e a inspecção detalhada (Fib, 2003).

A inspecção periódica ou de rotina é definida como sendo a inspecção visual e directa de todas as partes visíveis de uma estrutura. O seu objectivo visa controlar e avaliar o estado geral da estrutura, segundo uma escala de classificação do estado de conservação, alertando em tempo útil, caso exista algum dano significativo, permitindo desta forma a rápida actuação, optimizando os aspectos de segurança e económicos normalmente associados a trabalhos de reabilitação. Como acções características para este tipo de inspecção pode-se referir a detecção e caracterização de anomalias (descrição do tipo de anomalia, sua localização e respectiva medição) em peças de betão tais como fissuração, delaminação, existência de corrosão de armaduras, entre outras.

A inspecção detalhada aparece normalmente como consequência de uma inspecção periódica ou de rotina, para permitir uma melhor identificação e caracterização dos problemas detectados durante a inspecção de rotina. Esta, tem por objectivo quantificar o efeito do dano detectado sobre a estrutura. Essa quantificação é conseguida através da realização de campanhas de ensaios não destrutivos e ligeiramente destrutivos, como por exemplo, a extracção de carotes para determinação da capacidade resistente à compressão, determinação da profundidade de carbonatação, determinação do valor do pH, entre outros.

Dentro deste mesmo âmbito poderão igualmente ser realizados ensaios de carga, sempre que tal for considerado necessário a uma melhor avaliação do estado e respectivo desempenho da estrutura em estudo.

Apesar das inspecções técnicas se configurarem como sendo uma boa ferramenta na avaliação do estado de uma estrutura, o seu carácter periódico introduz algumas limitações tais como a ausência de controlo na evolução de uma determinada anomalia e no aparecimento de novas situações, e o desconhecimento do real desempenho da estrutura inspeccionada.

A adopção de um sistema de monitorização contínua na observação de uma estrutura permite, para além de detectar o dano, quantificar e avaliar as possíveis alterações produzidas por este na capacidade resistente e no desempenho da estrutura monitorizada. Através do conjunto de sensores que constituem o sistema de monitorização, são obtidos os parâmetros necessários ao estudo e avaliação do comportamento da estrutura monitorizada, permitindo deste modo o acompanhamento e o estabelecimento do padrão da patologia ao longo do tempo.

Tradicionalmente, os dados dos sensores eram obtidos através da realização de campanhas de leituras em cada sensor aplicado. Com os sucessivos avanços tecnológicos na área da monitorização das estruturas, foram desenvolvidos sistemas de monitorização automatizados constituídos por sensores, equipamentos de aquisição de dados e software de análise das condições reais da estrutura (ver Figura 3).

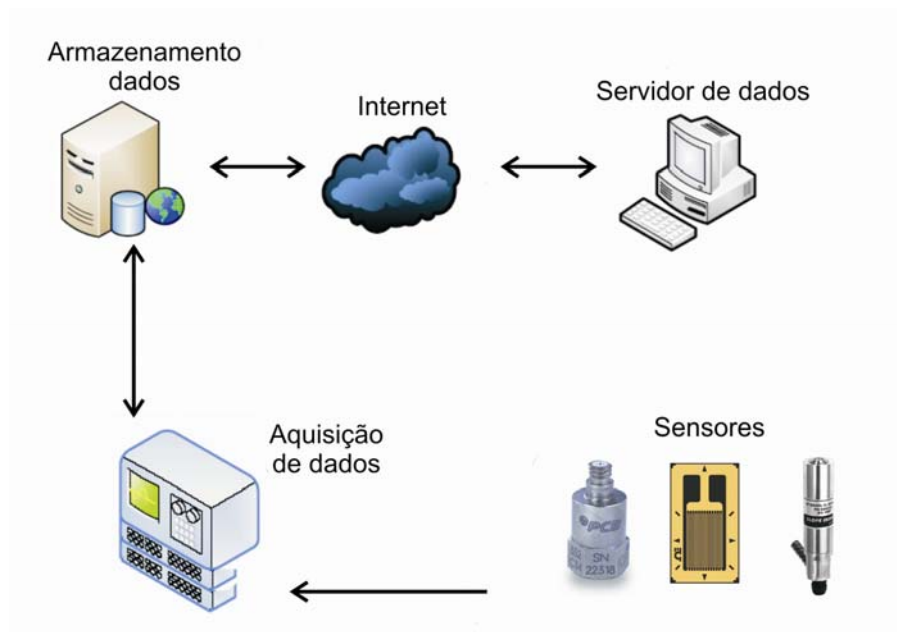


Figura 3 – Exemplo de um sistema de monitorização automático

A automatização dos sistemas de monitorização apresenta, relativamente aos sistemas tradicionais, grandes vantagens tais como a minimização dos erros nas leituras obtidas, a racionalização dos meios envolvidos (com clara redução dos custos operacionais), a possibilidade de realizar um maior número de campanhas de recolha de dados, a possibilidade de proceder à recolha das leituras remotamente (via rádio, fibra óptica, linha telefónica, wireless e GPS), e o consequente controlo da segurança em tempo real (Pina e Portela, 2006).

2.3 Objectivos da Monitorização

Os aspectos relacionados com a integridade e a durabilidade de uma estrutura são factores fundamentais na verificação da segurança relativamente aos seus estados limites últimos e durante a sua utilização. Com a aplicação de instrumentação numa estrutura, são definidos durante a fase de concepção, alguns objectivos a atingir pelo sistema que privilegiam fundamentalmente os aspectos relacionados com a integridade e a segurança estrutural exigidas nestas situações. Assim sendo, os principais objectivos que motivam a aplicação de um sistema de monitorização numa estrutura são os seguintes: (Fib, 2003)

- Controlo do desempenho através da monitorização contínua da performance “in situ” da estrutura em análise, quando solicitada pelas diversas formas de carga actuantes.
- Análise e interpretação dos dados obtidos, comparando-os com os inicialmente previsto em projecto, verificando desta forma se a solução construtiva está a actuar conforme o preconizado pelos projectistas, servindo ainda de validação do modelo estrutural adoptado.

- Identificação da existência de dano ou o seu aparecimento na estrutura monitorizada, pela detecção de alterações ao estado normal da estrutura.
- No caso de existir dano, analisar e avaliar a redução no desempenho estrutural verificado após o dano e verificar se este não compromete a integridade estrutural.
- A detecção de dano ou focos de degradação numa fase precoce do seu desenvolvimento, permitem uma rápida actuação sobre o problema detectado, promovendo desta forma a rentabilização dos custos e dos recursos necessários à sua reparação, com consequente redução dos custos de intervenção. Além disso, o ciclo de vida dos elementos intervencionados é optimizado dado que o eventual dano é prontamente intervencionado, minorando os efeitos nocivos que poderia ter sobre o elemento e optimizando a durabilidade da estrutura.
- A monitorização é ainda utilizada com o objectivo de aferir os dados obtidos com modelos numéricos, evidenciando possíveis erros com origem numa deficiente monitorização ou de uma deficiente modelação da estrutura em análise. Normalmente este tipo de análise é efectuado apenas em projectos inovadores, cujo desenvolvimento durante a fase construtiva e desempenho em serviço requerem um acompanhamento e uma observação constante e cuidada, de modo a conhecer-se qual o desempenho da solução adoptada.

2.4 Requisitos dos Sistemas de Monitorização

A concepção de um sistema de monitorização é uma tarefa cujo sucesso depende da verificação de alguns requisitos considerados como sendo fundamentais para a obtenção de um sistema íntegro, fiável e com a precisão adequada à monitorização pretendida.

Assim, como primeiro requisito para o desenvolvimento de qualquer tipo de sistema de monitorização, aparece a necessidade de caracterizar claramente quais os fenómenos que vão condicionar o comportamento das obras, identificando os pontos mais sensíveis da estrutura que carecem de controlo (a partir dos quais é definido e desenvolvido o modelo de monitorização a utilizar). É igualmente necessário elaborar um planeamento da monitorização envolvendo o desenvolvimento, a aferição e o controlo de durabilidade dos equipamentos de observação, de forma a garantir a validade e a sensibilidade exigidas às medições obtidas a partir da instrumentação (Fib, 2003; Pina e Portela, 2006).

Como exemplo típico do planeamento para o desenvolvimento de um sistema de monitorização, apresenta-se na Figura 4 um fluxograma que descreve, sucintamente, as etapas a verificar.

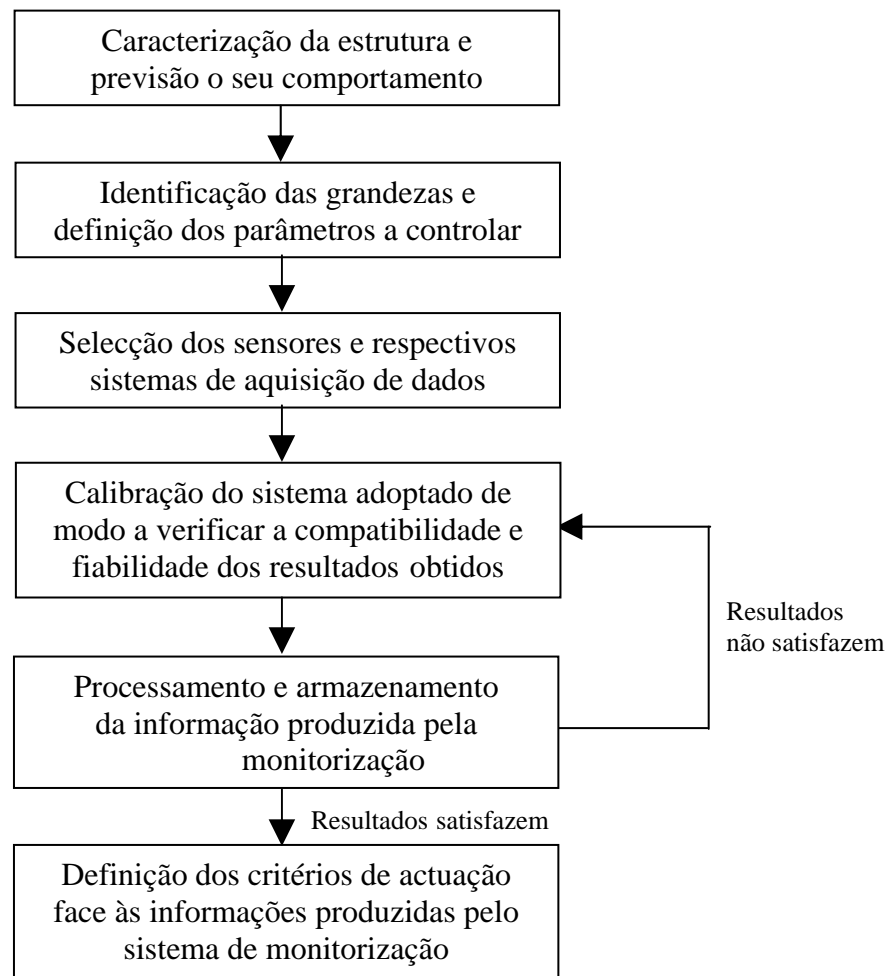


Figura 4 – Procedimento genérico para a concepção de um sistema de monitorização

A identificação dos requisitos a observar no sistema a implementar abrange vários aspectos tais como, por exemplo, a definição das variáveis a serem medidas, os seus valores limites (máximos e mínimos), as precisões pretendidas nas medições obtidas, a duração do período de monitorização, a estabilidade das medições ao longo do tempo e as condições ambientais em que vão decorrer as campanhas de monitorização. Após definir todas as variáveis, é obtido um conjunto de sensores compatíveis com esses requisitos e com aplicação possível no sistema a implementar.

Dada a grande quantidade de dispositivos disponíveis no mercado, o critério de selecção do sensor a utilizar pode ser definido segundo a sua performance, as suas restrições ambientais ou os aspectos económicos associados ao dispositivo seleccionado. As principais características de cada um destes itens são apresentadas na Tabela 1 (Aktan et al., 2002).

Tabela 1 – Principais características dos sensores de monitorização

Performance do sensor	Restrições Ambientais	Considerações económicas
Sensibilidade	Amplitude de temperatura e de humidade para o seu correcto funcionamento	Custo do sensor
Resolução		Disponibilidade no mercado
Discriminação de leituras	Tamanho do sensor	Segurança das medições obtidas
Amplitude	Durabilidade	Fácil instalação
Linearidade	Protecção contra a exposição ao meio ambiente	Necessidade de acessórios tais como sistemas de aquisição de dados, corrente eléctrica, cablagem, etc.
Precisão		
Erro	Alterações no desempenho devido às acções ambientais	
Estabilidade		
Tempo de resposta		

Através da observação destes critérios de selecção pretende-se otimizar a escolha do sensor relativamente às medições pretendidas, maximizando a qualidade e a fiabilidade das leituras obtidas pelos dispositivos, reduzindo os erros e as incertezas produzidas pelo sistema.

2.5 Sistemas de Aquisição e Transmissão de Dados

O sistema de aquisição de dados representa o processo a partir do qual a informação relativa a um determinado fenómeno é recolhida a partir dos sensores, condicionada e convertida em formato específico (normalmente digital) e transmitida para um computador para posterior análise e interpretação (Aktan et al., 2002). A selecção do sistema a utilizar deve ser baseada no tipo, na quantidade e no condicionamento de sinal necessário para cada um dos sensores aplicados.

Mediante o tipo de sinal emitido pelos sensores, a aquisição de dados deve ser desenvolvida de forma a disponibilizar ao sistema a quantidade de canais de comunicação necessários, com flexibilidade para o condicionamento de sinal dos diferentes sensores aplicados, com a resolução e as amplitudes de sinal adequadas ao bom desempenho de todo o sistema.

Assim, dependendo do tamanho da rede, a comunicação entre o sensor e o sistema de aquisição para transmissão de dados poderá ser realizada através de cabos de comunicação ou, no caso de grandes estruturas, através de sistemas remotos sem fios (wireless) de transmissão de dados, definindo-se assim os canais de comunicação necessários entre o sistema e todos os sensores.

Associada ao tipo de comunicação surge a definição do tipo de alimentação do sistema a utilizar. Para além de alimentar o sistema de aquisição em si, a alimentação é também por vezes utilizada para provocar a excitação de alguns sensores, nos casos em que a excitação produzida pelo condicionamento do sinal não é suficiente. Como exemplo pode-se apresentar o caso dos transdutores com resistência eléctrica que necessitam de uma fonte de excitação exterior para desenvolverem a sua função.

Desta forma, pode-se utilizar uma alimentação para todo o sistema, com uma bateria de segurança, ou várias alimentações pontuais, para cada dispositivo, caso não seja possível e viável colocar cablagem até ao transdutor que necessita de alimentação.

As fontes de alimentação a utilizar nos sistemas de monitorização deverão ser fiáveis e estáveis de forma a permitir o bom funcionamento de todo o equipamento que caracteriza o sistema.

Outro parâmetro que assume grande importância é a velocidade com que o sistema procede à digitalização dos sinais provenientes dos sensores, que é normalmente denominada de taxa de conversão de sinal. Se a frequência com que o sensor altera o seu estado for diferente da velocidade com que o sistema digitaliza (converte) o sinal, o desfasamento existente entre elas introduzirá erros na informação recolhida pela monitorização, não correspondendo à informação produzida pelo sinal real gerado pelo sensor. De acordo com o Teorema de Nyquist a taxa de conversão deve ser, pelo menos, duas vezes superior à componente máxima da frequência do sinal a medir (Fib, 2003).

Se tal não se verificar, conversões de sinal muito lentas poderão provocar distorções nos resultados obtidos, fenómeno vulgarmente conhecido por *aliasing* (ver Figura 5).

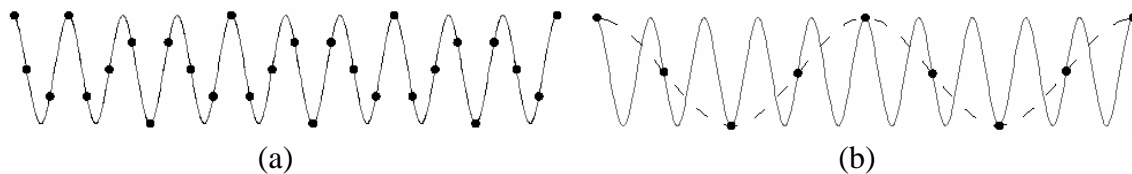


Figura 5 – Influência da taxa de conversão de sinal: (a) conversão correcta de sinal; (b) conversão incorrecta de sinal, com efeito de “aliasing”

Na prática, as taxas de conversão de sinal adoptadas são geralmente várias vezes superiores às frequências máximas utilizadas de modo a proporcionar uma melhor precisão na representação do sinal real (Aktan et al., 2002).

Após a instalação do sistema de monitorização estar completa, são normalmente efectuados testes ao sistema, recolhendo medições de forma a verificar se os resultados obtidos correspondem aos valores requeridos e aferindo a adaptabilidade dos dispositivos utilizados ao sistema de monitorização pretendido para a estrutura em análise.

No mercado estão disponíveis diversas plataformas dos sistemas de aquisição de dados, disponibilizando várias funcionalidades. Na Figura 6 são apresentados dois modelos disponibilizados pela National Instruments (www.ni.com).

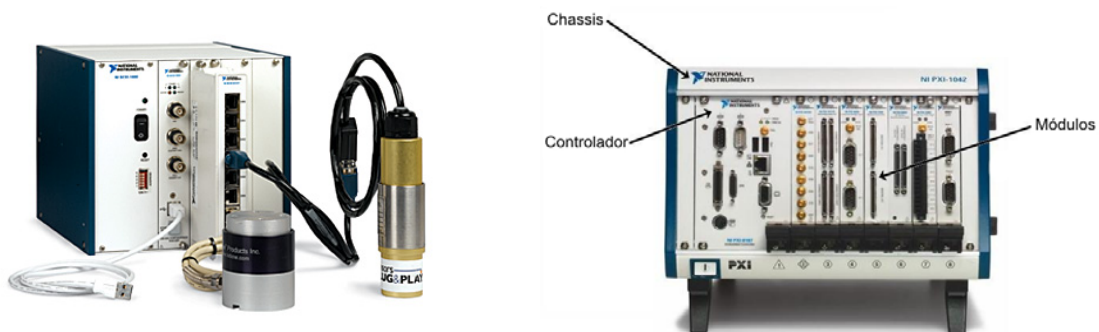


Figura 6 – Exemplo de sistemas de aquisição disponibilizados pela National Instruments

Nem toda a informação recolhida pelo sistema de monitorização utilizado produz informação com utilidade para monitorização de uma estrutura. Dado que as simples leituras dos sensores do sistema de monitorização não produzem de imediato a informação sobre o desempenho e a performance de uma estrutura, torna-se necessário reduzir a informação produzida pelos sensores, através da filtragem dos dados ou de processamento inteligente, para se obter as informações essenciais ao estudo da estrutura monitorizada (Fib, 2003).

Optimiza-se desta forma a quantidade e a qualidade de informação recolhida sobre a estrutura monitorizada, mas também os dispositivos de armazenamento necessários para arquivar os dados, dado que teremos menos informação para processar. A análise dos dados obtidos por este processo é posteriormente realizada através de modelos numéricos que auxiliam à compreensão dos fenómenos verificados e à adopção de medidas face ao ocorrido.

Para a avaliação estrutural são normalmente utilizados modelos de elementos finitos, através dos quais é possível comparar e avaliar as medições obtidas com as calculadas pelo modelo numérico. A modelação a utilizar deve reproduzir com a precisão possível as medições obtidas pelo sistema de monitorização (ver Figura 7).

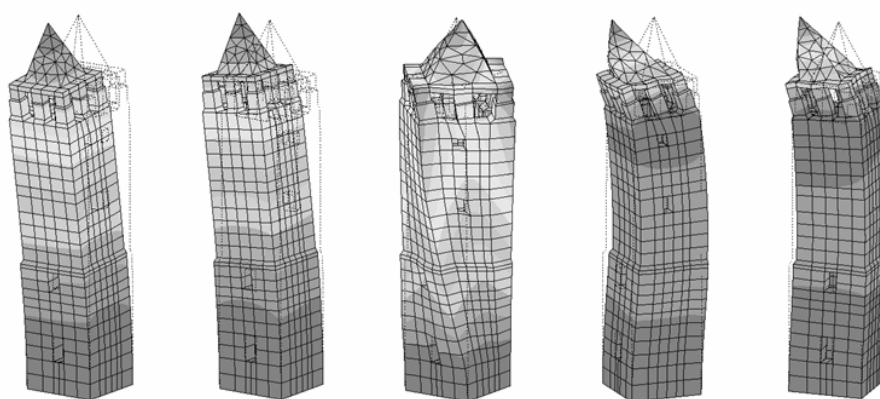


Figura 7 – Exemplo de modelo de elementos finitos associado à monitorização da torre de Mogadouro utilizado na presente dissertação

A precisão é conseguida por um processo de calibração em que são ajustados progressivamente os valores dos parâmetros que definem os materiais, a geometria, os limites e as condições de continuidade até que as discrepâncias entre os dados obtidos pela monitorização e os calculados pelo modelo sejam mínimas (Fib, 2003). A validação dos resultados obtidos pelo modelo permite a utilização do modelo na definição de critérios de monitorização e actuação, face aos valores obtidos através dos transdutores. Com a utilização de modelos numéricos perfeitamente calibrados, é possível determinar com exactidão as condições de serviço de uma estrutura, nomeadamente no que diz respeito à sua capacidade de carga, deformações e esforços actuantes durante o tempo de serviço, avaliando se estas colocam a estrutura em perigo. É ainda possível quantificar a influência de eventuais anomalias, resultantes da deterioração e de eventuais danos que ocorram, na capacidade resistente da estrutura e correspondente capacidade de carga.

2.6 Sensores

Em termos de aplicações, os sistemas de monitorização utilizados actualmente podem dividir-se em dois grupos: A monitorização estática e a monitorização dinâmica.

No primeiro tipo, a monitorização da estrutura é realizada através de sensores específicos para cada caso e previamente seleccionados, que quantificam grandezas de variação “lenta”, definidas como sendo importantes para o conhecimento e análise do comportamento da estrutura.

O segundo tipo de monitorização é realizado através de uma análise das ondas de vibração que percorrem a estrutura, recorrendo, por exemplo, a acelerómetros e um sistema de aquisição de dados, permitindo deste modo caracterizar a resposta dinâmica da estrutura.

Existem hoje em dia diversos dispositivos que nos ajudam a monitorizar uma estrutura, sendo por vezes uma tarefa algo complexa seleccionar o sistema a utilizar.

Seguidamente são apresentados alguns dispositivos disponíveis no mercado, bem como uma breve descrição das suas aplicações mais frequentes, na sua função de monitorização de estruturas.

2.6.1 Sensores Para Monitorização Estática

A monitorização estática das estruturas pode ser agrupada segundo duas vertentes: a estrutural e a geotécnica. A grande diferença entre estes dois tipos de monitorização consiste basicamente no tipo de elemento monitorizado.

Na monitorização estrutural o elemento a observar é a própria estrutura. Na monitorização geotécnica, o objecto alvo da monitorização são os solos ou rochas. Em situações em que se torna vital monitorizar tanto a estrutura como o solo que a suporta, são instalados os dois tipos de monitorização, que constituem assim um sistema de controlo e medição bastante completo, sendo possível obter diversos parâmetros da estrutura e do solo e, desta forma, caracterizar a actuação do conjunto estrutura / solo.

A monitorização estrutural tem como principal objectivo observar e quantificar possíveis alterações que possam colocar em causa a segurança estrutural ou o seu desempenho em serviço, evitando desta forma situações que possam levar ao colapso da estrutura, à perda de vidas humanas ou a um deficiente desempenho. A localização dos dispositivos sobre a estrutura, deve ser estudada previamente, em função dos parâmetros a observar, e cumprindo os requisitos abordados anteriormente. Neste capítulo são apresentados alguns exemplos de monitorização estrutural utilizada hoje, com a indicação das suas principais aplicações.

A utilização de monitorização geotécnica está normalmente associada ao controlo do comportamento dos estratos terrosos ou rochosos, disponibilizando um conjunto de dados sobre a sua evolução. Desta forma, conhecendo a situação com detalhe e a sua evolução ao longo do tempo, é possível adoptar medidas de segurança sempre que um fenómeno de instabilidade seja previsível face aos elementos resultantes do controlo realizado.

É possível ainda monitorizar e controlar o desempenho de estruturas geotécnicas tais como túneis, muros suporte e fundações, avaliando, entre outros aspectos, as soluções construtivas adoptadas, a sua eficiência em serviço, a segurança durante a fase construtiva e observar eventuais efeitos/alterações no meio envolvente, motivadas pela implantação e realização da empreitada analisada.

Seguidamente apresentam-se alguns dos exemplos de monitorização estática mais utilizada nos dias de hoje, com a indicação das suas principais aplicações.

2.6.1.1 Clinómetros e Sensores de Viga (Tiltmeters)

Os clinómetros e os sensores de viga são dispositivos cuja utilização tem como finalidade observar e controlar, a existência ou a alteração, de inclinações / rotações na estrutura monitorizada.

Para tal, os sensores dispõem de um dispositivo de nivelação horizontal (nível de bolha) que, para além de assegurar o nivelamento inicial do dispositivo durante a sua colocação, permite monitorizar e controlar qualquer alteração que ocorra no seu estado inicial. O princípio de funcionamento do dispositivo de nivelamento é bastante simples: O sensor é constituído por uma cápsula de vidro, contendo no interior um fluido condutivo, e dotada de um sistema de eléctrodos electrolíticos (ver Figura 8). Dentro da cápsula de vidro existe uma bolha de ar que, permanecendo imóvel, indica o posicionamento vertical do sensor. Sempre que ocorrer uma rotação, a bolha de ar acompanha esse movimento no interior da cápsula de vidro, com sentido contrário ao verificado no sensor. A movimentação da bolha de ar no interior da cápsula de vidro, por sua vez, provoca alterações na forma como os eléctrodos de excitação são ou não envolvidos pelo líquido condutivo. Assim, as alterações produzidas nos campos electrolíticos produzidos pelos eléctrodos de excitação e pelo eléctrodo de referência, darão origem a variações da resistência existente entre eles e cujo valor é proporcional à rotação verificada (Geomechanics, 1999). Estes dispositivos podem medir rotações segundo dois planos verticais, consoante se trate de um sensor mono ou biaxial. O deslocamento final é obtido pela combinação dos deslocamentos obtidos nas duas direcções.

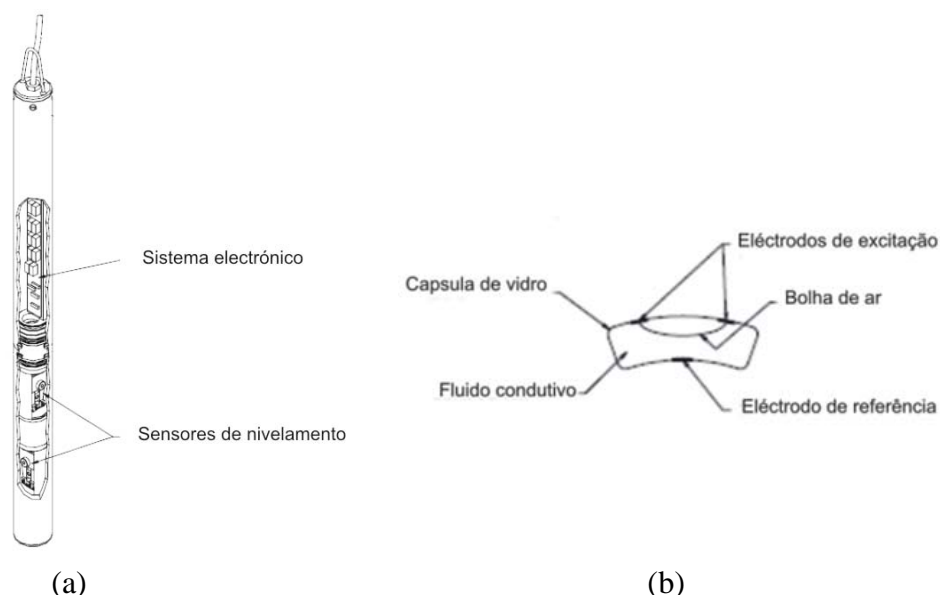


Figura 8 – Exemplo de um clinómetro: (a) esquema de um clinómetro biaxial; (b) pormenorização do sistema electrolítico de nivelamento de um clinómetro

As versões disponíveis no mercado para este tipo de sensor são os clinómetros portáteis, os clinómetros fixos e os sensores de viga (ver Figura 9).

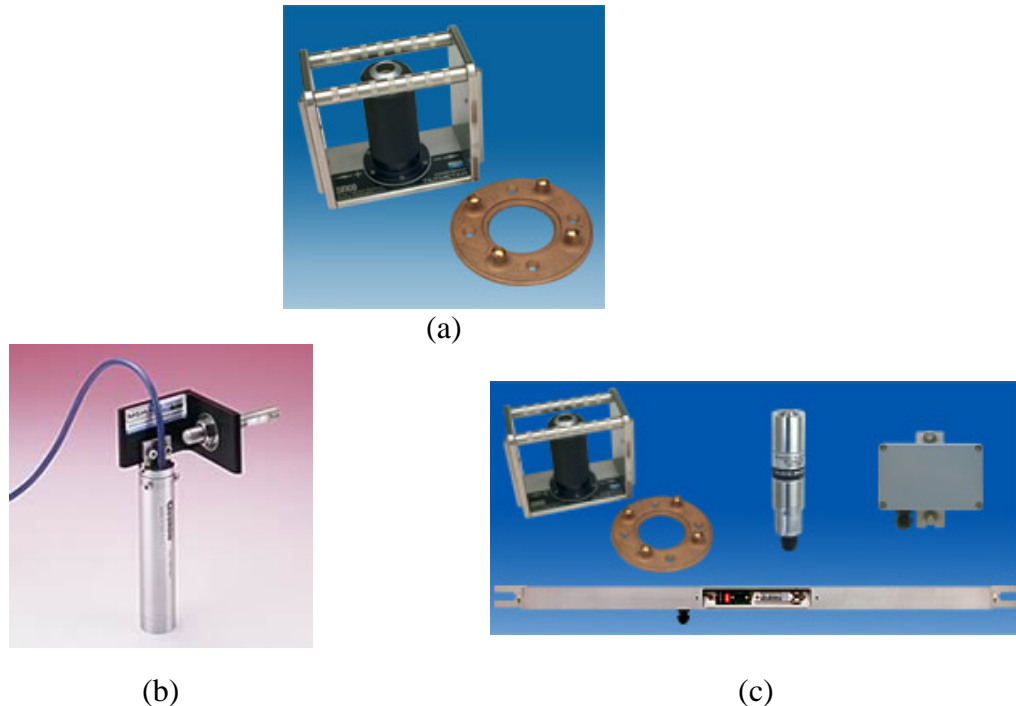


Figura 9 – Tipos de clinómetros e sensor de viga: (a) clinómetro portátil; (b) clinómetro fixo; e (c) sensor de viga juntamente com clinómetros fixos e portáteis (www.slopeindicator.com)

A monitorização de estruturas, utilizando sensores deste tipo, pode ser diversificada, sendo utilizada por exemplo, durante a realização dos seguintes trabalhos:

- Estabilização de solos através de “jetgrouting”;
- Rebaixamento de níveis freáticos;
- Avaliação do desempenho estrutural de um edifício em carga;
- Controlo de deformações de uma estrutura; Controlo da estabilidade de uma estrutura próxima de escavações ou em locais próximos à construção de túneis.

2.6.1.2 Inclínómetros Para Solos

Os inclinómetros são utilizados para monitorizar alterações na inclinação de um determinado solo ou estrutura geotécnica, podendo esse controlo ser realizado nas direcções vertical ou horizontal.

O sistema de inclinómetro é constituído por uma calha inclinométrica, um torpedo com um sensor constituído por um servo-acelerómetro (dois no caso dos biaxiais), um cabo de controlo, um cabo de reboque e uma unidade de leitura (ver Figura 10).



(a)



(b)

Figura 10 – Conjunto inclinométrico: (a) vertical; (b) horizontal (www.geokon.com)

A calha é cravada no solo e serve posteriormente para guiar o torpedo ao longo da calha, permitindo a leitura da inclinação, entre o eixo do torpedo em relação à vertical, em qualquer ponto. Normalmente as leituras são efectuadas com um espaçamento entre elas de cerca de 0.50m (Fonseca, 2001), tendo os próprios cabos de controlo marcas com este espaçamento que ajudam a controlar o posicionamento do torpedo para realizar as leituras das inclinações.

As leituras inclinométricas consistem basicamente na determinação de uma distorção angular (θ) (lida pelo sensor) entre dois pontos consecutivos, sendo posteriormente convertida pela expressão $L \sin \theta$ no movimento lateral relativo entre eles. Consegue-se desta forma monitorizar as alterações de inclinação e respectivos deslocamentos relativos ponto a ponto (ver Figura 11).

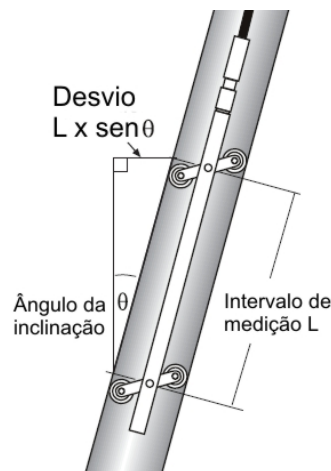


Figura 11 – Esquema funcionamento das sondas inclinométricas (www.slopeindicator.com)

No caso de monitorização contínua, a calha inclinométrica é preenchida por um conjunto de sensores, todos interligados entre si, formando uma cadeia de sensores que registam qualquer alteração que ocorra na calha, que actua solidariamente com o solo onde se encontra colocada.

Como principais aplicações podem-se indicar:

- A monitorização da estabilidade de taludes, paredes de contenção, cortinas de estacas;

- O controlo de barragens durante o enchimento e durante o tempo de serviço;
- Monitorizar os efeitos de escavação de túneis nos terrenos da periferia e respectivas edificações;
- Definir perfis de assentamento de uma infra-estrutura.

2.6.1.3 Fissurómetros (*Crackmeters/jointmeter*)

Os fissurómetros são dispositivos utilizados na monitorização e controlo de deslocamentos que alterem, por exemplo, o estado de repouso das juntas de dilatação dos edifícios e ou de fissuração existente nas estruturas e/ou estratos rochosos.

Estão disponíveis no mercado três vertentes deste sensor, utilizando diferentes soluções: Os transdutores indutivos, os resistivos e os mecânicos.

Os transdutores de indutância variável são constituídos por um sensor de movimento, composto por 3 bobinas enroscadas num tubular cilíndrico isolado e por um núcleo magnético móvel, e uma estrutura de suporte com dois pontos de fixação, um em cada lado da descontinuidade a monitorizar. Na Figura 12 apresenta-se um exemplo de um sensor LVDT (Linear Variable Differential Transformer) de indutância variável.

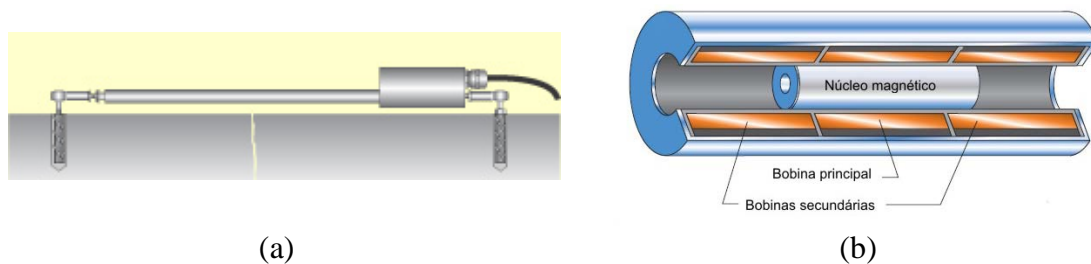


Figura 12 – Transdutor indutivo: (a) exemplo de um LVDT indutivo; (b) pormenor do sistema indutivo do LVDT (www.macrosensors.com)

O princípio de funcionamento é baseado no campo electromagnético gerado pela bobina principal (ver Figura 13).

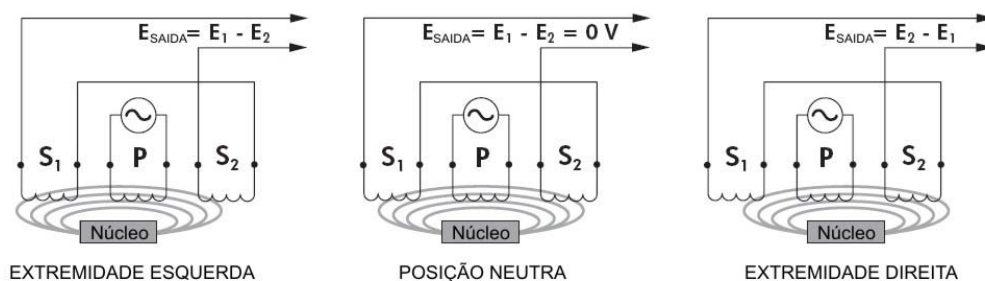


Figura 13 – Esquema de funcionamento de um LVDT (www.macrosensors.com)

O núcleo magnético móvel proporciona a interacção do campo magnético produzido pela bobina principal com o produzido pelas bobinas secundárias. Assim, quando o núcleo está numa posição central, a voltagem induzida a cada bobina secundária é igual, pelo que a diferença de potencial entre as duas é nula. Ao mover-se para a esquerda, o núcleo vai proporcionar maior fluxo para a bobina S1 e menor para S2, resultando daqui um aumento de E1 e uma diminuição de E2, traduzindo-se numa diferença de potencial E1-E2. De modo análogo, ao mover-se para a direita, o núcleo proporciona um aumento de fluxo para S2 e uma diminuição para S1, resultando num aumento de E2 e numa diminuição de E1, obtendo-se uma diferença de potencial E2-E1. Durante estas movimentações, os condicionadores de sinal dos sensores geram um sinal sinusoidal de saída para a bobina primária e convertem, em simultâneo, os sinais de saída das bobinas secundárias, obtendo um sinal DC que é proporcional ao deslocamento verificado no núcleo (Rodrigues, 2005). Este tipo de dispositivos possui elevada resolução, dado o seu princípio de funcionamento, sendo possível detectar o mais pequeno movimento através de equipamento electrónico apropriado para a aquisição e interpretação dos sinais obtidos.

Quanto aos transdutores resistivos, também conhecidos como transdutores de posição, consistem num sistema mecânico constituído por um cabo de aço, um cilindro de recolha do cabo, uma mola de aço para tensionar o cabo e um sensor para monitorizar os movimentos (ver Figura 14).

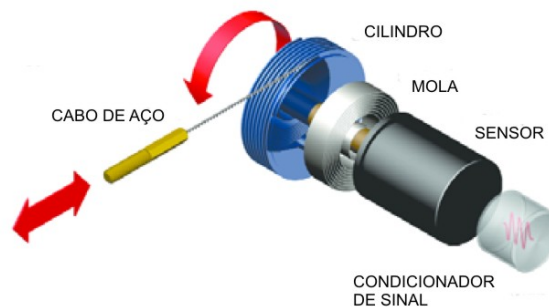


Figura 14 – Esquema da constituição de um transdutor resistivo
(www.spaceagecontrol.com)

O transdutor é aplicado no local definido, enquanto a ponta do cabo de aço é fixa num ponto localizado no outro lado da descontinuidade a monitorizar, mantendo-se tensionado por acção da mola de aço. Assim, ao ocorrer um movimento de aproximação entre as faces da descontinuidade o cabo de aço será recolhido enquanto que, no caso de movimentação contrária, o cabo de aço será estendido. O movimento mecânico produzido pelo deslocamento do cabo é então convertido pelo sensor num sinal eléctrico, cuja intensidade é proporcional ao deslocamento verificado no cabo de aço.

Finalmente, os fissurómetros puramente mecânicos, consistem em régua graduadas, realizadas em acrílico ou PVC, que deslizam entre si em uma ou duas direcções, que registam qualquer movimento. A sua colocação é realizada sobre a fissura/junta (ver Figura 15), com a existência de pontos de fixação nos dois lados da zona a monitorizar, de modo a que o sensor possa actuar em caso de alteração do estado inicial.

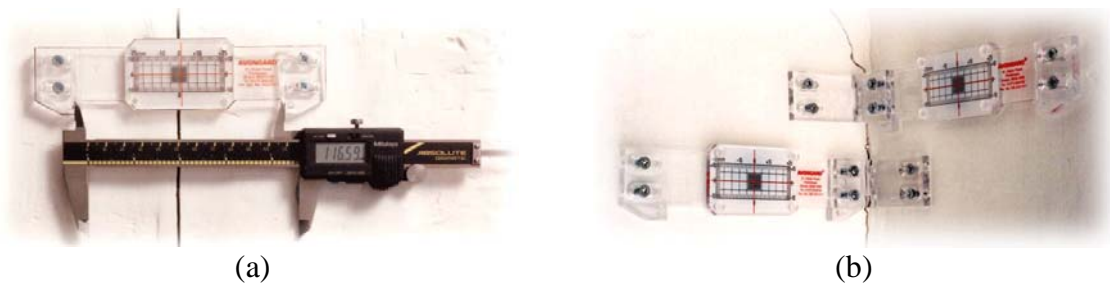


Figura 15 – Exemplo de um fissurómetro: (a) fissurómetro de um eixo; (b) fissurómetro de canto (www.avongard.com)

2.6.1.4 Extensómetros a Aplicar em Elementos Estruturais

A determinação do estado de tensão numa estrutura é obtida de uma forma indirecta. Os extensómetros medem as pequenas deformações que ocorrem na estrutura quando esta é solicitada por acções externas. Conhecendo as deformações produzidas pelas acções externas e sabendo as características do material solicitado, através da expressão $\sigma = \varepsilon \cdot E$ obtém-se o estado de tensão na peça monitorizada, onde σ representa a tensão, ε a extensão e E o módulo de elasticidade (ou de Young).

Os dispositivos com maior utilização para a determinação das tensões actuates numa estrutura são os extensómetros de resistência (eléctrica), os extensómetros de corda vibrante e os sensores de fibra óptica.

Os extensómetros de resistência são actualmente os mais utilizados, dadas as suas vantagens tais como o seu baixo custo, as dimensões reduzidas, a variedade de configurações existentes, a fácil aplicação e grande sensibilidade. São constituídos por uma grelha de um condutor com secção reduzida, aplicada numa base flexível, que garante o isolamento eléctrico entre o extensómetro e a peça (ver Figura 16).

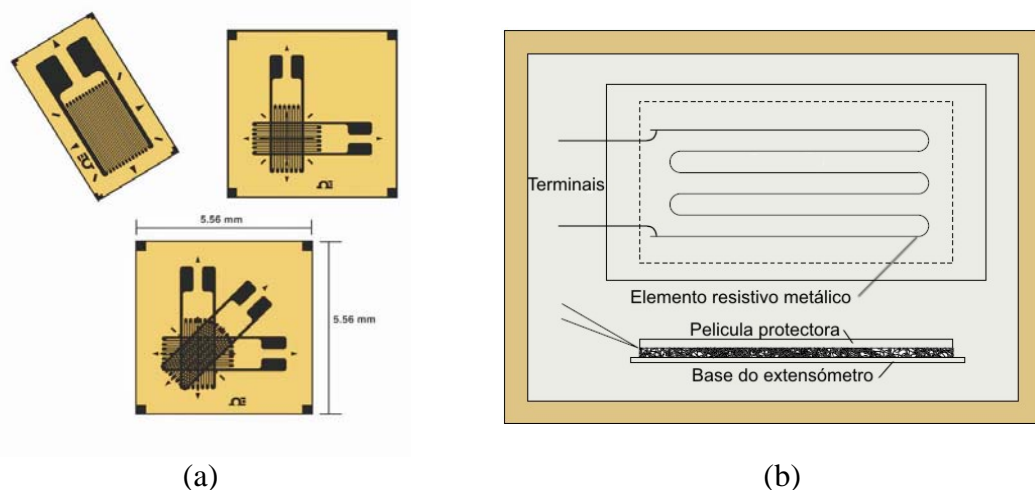


Figura 16 – Exemplo de um extensómetro de resistência: (a) exemplos de extensómetros de resistência com um eixo, dois eixos e três eixos de medição respectivamente; (b) diagrama do extensómetro de resistência (www.omega.com)

São aplicados sobre a estrutura e, uma vez que a resistência eléctrica do condutor utilizado do extensómetro varia linearmente com a sua extensão, o estado de tensão produzido pela aplicação de uma solicitação pode ser obtido quantificando a variação observada na resistência do condutor (Omega, 1998). Salienta-se que se trata de uma medida local e com aplicação complexa em materiais heterogéneos.

A aplicação de extensómetros de resistência torna-se inadequada quando existem elementos a grande distância para monitorizar, uma vez que a introdução de ruído, devido aos campos electromagnéticos e electrostáticos, podem provocar alterações nos resultados. Este problema assume ainda mais importância quando se efectuam monitorizações dinâmicas, uma vez que a filtragem do ruído pode alterar as características do sinal inicial, impossibilitando a recolha dos parâmetros desejados (Isis, 2001).

Os extensómetros de corda vibrante, por sua vez, são constituídos por um sistema baseado no princípio de corda vibrante. Quando são traccionados ou comprimidos, ocorrem modificações no estado de tensão inicial da corda vibrante do sensor, provocando a emissão de sinais com diferente frequência, que são captados pelo equipamento de leitura. As variações das frequências, obtidas durante as leituras na corda vibrante do sensor, são relacionáveis com o estado de tensão existente na estrutura, pelo que é possível avaliar e controlar as oscilações do estado de tensão.

Dado não existirem grandes variações nas frequências obtidas com a distância (até 1,5km), este tipo de sensor torna-se mais adequado para situações onde as distâncias a monitorizar assumam alguma dimensão (Isis, 2001).

Normalmente os sensores são acoplados a um material sólido tendo como objectivo monitorizar alterações dimensionais do material quando sujeito a esforços de tracção ou compressão. Consoante o tipo de material e de estrutura a controlar, estão disponíveis extensómetros para aplicações externas e internas.

O modelo exterior é colocado sobre uma base própria, que funciona como bitola, que por sua vez pode ser colada ou soldada ao material a avaliar. Por sua vez o modelo de embeber, como o nome indica, fica no interior do elemento a analisar permitindo deste modo avaliar alterações das tensões internas do material quando sujeito a esforços de tracção ou compressão (por exemplo: Quantificar a alteração da tensão de uma peça de betão armado) (ver Figura 17).



Figura 17 – Exemplo de um extensómetro de corda vibrante: (a) externo; (b) de embeber (www.slopeindicator.com)

Por fim, os sensores de fibra óptica que, para além de serem utilizados na monitorização de eventuais extensões, também podem ser aplicados para monitorizar a temperatura, as forças actuantes, entre outros parâmetros. As fibras ópticas são

estruturas de superfície cilíndrica bastante fina e proporcionam a difusão da luz pela sua estrutura interna, permitindo a monitorização e a recolha de dados a grandes distâncias sem deterioração dos dados (ver Figura 18).



Figura 18 – Exemplo de um sensor de fibra óptica: (a) de embeber; (b) de acoplar à estrutura a monitorizar (Isis Canada, 2001)

Na sua forma mais simples, um sensor de fibra óptica é constituído por uma fibra óptica, com um sensor óptico na ponta de entrada da luz e um receptor especial na ponta que conecta à unidade de leitura. Quando uma fibra óptica é submetida a uma extensão, esta deforma-se solidariamente com o corpo ao qual foi acoplada. Ao deformar-se, a fibra altera o seu comprimento inicial o que propicia a introdução de alterações na intensidade de luz, na refração da luz que percorre a fibra, na frequência óptica, na fase e na polarização que, medidas através de um equipamento de leitura adequado, proporcionam a monitorização das grandezas desejadas (Ribeiro, 1996). O tamanho reduzido, a grande sensibilidade, a imunidade a interferências electromagnéticas e electrostáticas exteriores e o facto de não necessitarem de energia que proporcione o seu funcionamento, atribuem a este tipo de sensores diversas vantagens relativamente aos sensores eléctricos convencionais, onde apenas o elevado custo continua a ser um entrave à sua possível utilização (Isis, 2001).

As medições podem ser obtidas efectuando leituras sensor a sensor utilizando uma estação de recolha portátil ou, automatizando o sistema de aquisição de dados, seguindo os requisitos abordados no capítulo da aquisição automática de dados.

Algumas das aplicações mais correntes para este tipo de sensores são:

- Monitorização de tensões instaladas em estruturas de edifícios, pontes, túneis e escoramentos utilizados durante e após a construção;
- Monitorizar a performance de sistemas estruturais tensionados tais como paredes ancoradas, elementos pré-esforçados, paredes de túneis, tubagens;
- Medição e monitorização de estruturas de betão armado, através do controlo das tensões nas armaduras e no betão;
- Monitorizar eventuais tensões resultantes do processo de cura do betão;
- Monitorizar a distribuição e as alterações produzidas numa estrutura, durante a realização de um teste de carga ou durante a própria execução da estrutura.

2.6.1.5 *Extensómetros Para Solos*

A monitorização e controlo dos deslocamentos ou aumentos dos estados de tensão associados a um solo podem ser facilmente realizadas recorrendo a extensómetros. Estão disponíveis em três vertentes:

- 1) Extensómetros de sonda – Estes sensores são normalmente utilizados em solos e a sua amplitude de leituras é grande. São constituídos por uma tubagem de acesso, que actua solidariamente com o solo circundante, pontos de referência dispostos pela tubagem e uma sonda para efectuar as campanhas de leituras (ver Figura 19a e Figura 19b).

O princípio de funcionamento é bastante simples: Durante as campanhas de leituras, a sonda é introduzida no tubo de acesso e são realizadas medições entre os pontos de referência iniciais, cuja posição é controlada através de um dispositivo de localização. Desta forma são aferidas alterações às distâncias verticais entre estes pontos de referência, que podem indicar a ocorrência de movimentos do estrato monitorizado.

Alguns exemplos desta classe de extensómetros são os extensómetros magnéticos, o sondex e as sondas de assentamento.

- 2) Extensómetros de barra – São utilizados em praticamente todo o tipo de solos. Têm uma amplitude de deslocamentos mais reduzida uma vez que a sua variação dimensional é baixa. São constituídos por elementos (barras, âncoras) cravados no próprio solo e cujo comportamento é solidário com o solo a monitorizar (ver Figura 19c). Desta forma, a partir da cabeça do extensómetro colocada à superfície é possível efectuar medidas de controlo e verificar se existem ou não movimentos verticais do solo. É comum adoptar-se a colocação, no mesmo local, de extensómetros com vários comprimentos de modo a permitir o controlo do movimento dos solos a diferentes níveis. Alguns exemplos desta classe de extensómetros são o extensómetro pontual de Borros, os extensómetros de barra traccionada e não traccionada e os extensómetros ancorados.

- 3) Extensómetros de aplicação horizontal – A utilização deste tipo de sensor é realizada quando se pretende monitorizar o estado de tensões horizontais num determinado solo. O seu modo de funcionamento é similar aos extensómetros existentes para as estruturas, sendo adaptados para a monitorização do estado de tensões horizontais em maciços terrosos e rochosos. Estes extensómetros são constituídos por duas ancoragens interligadas entre si através de um eixo contendo um transdutor de deslocamentos (ver Figura 20).

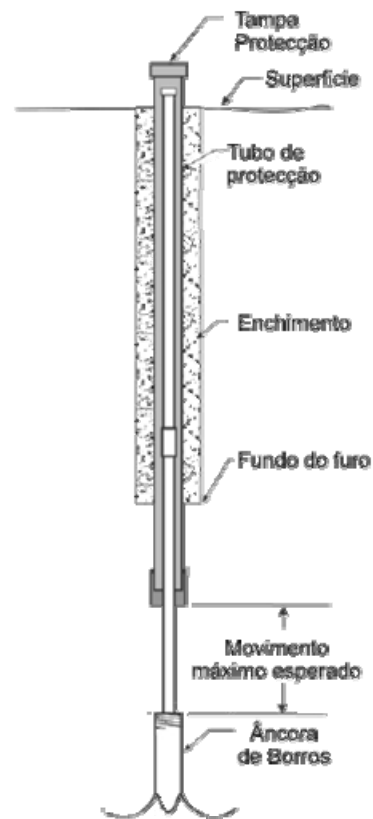
São inseridos no solo a monitorizar e a primeira leitura serve como base para o sistema de medições a adoptar. Assim, consoante a direcção dos deslocamentos do solo, a distância entre as duas ancoragens pode aumentar ou diminuir, sendo registadas pelo transdutor de deslocamentos. Esse registo é posteriormente comparado com a leitura inicial podendo desta forma determinar-se a amplitude do deslocamento verificado no solo alvo da monitorização.



(a)

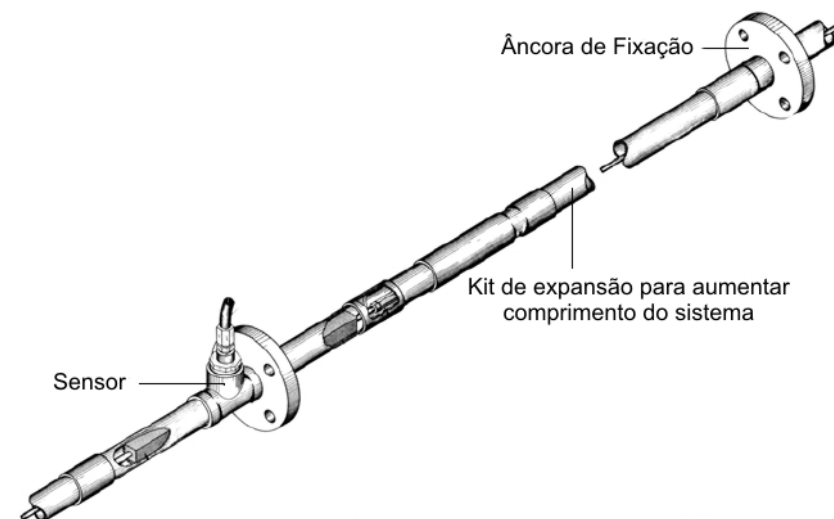


(b)



(c)

Figura 19 – Exemplos de alguns modelos de extensómetros: a) extensómetro magnético; b) sondex; c) extensómetro pontual de Borros (www.slopeindicator.com)



Os extensómetros podem ser conectados em série podendo atingir comprimentos até 3 metros

Figura 20 – Esquema de um extensómetro para solos (www.slopeindicator.com)

Como aplicações correntes para este tipo de sensor podem-se indicar a monitorização de assentamentos ou aumentos de pressão em trabalhos de escavações e

aterros ou o controlo da estabilidade de estratos rochosos, paredes, taludes, túneis ou barragens.

2.6.1.6 Células de Carga

As células de carga são utilizadas como sistemas de medição e controlo de forças ou tensões actuantes em elementos tais como ancoragens, pregagens, estacas e elementos de escoramento (escoras).

O princípio de funcionamento é bastante simples. Perante uma carga exterior aplicada sobre a célula, esta deforma-se emitindo dados que nos permitem aferir a grandeza da carga aplicada e respectivos deslocamentos.

Durante a construção, as células podem ser utilizadas no controlo das várias fases, assim como na realização de ensaios de carga a elementos tais como ancoragens, pregagens e estacas de fundação. A título de exemplo, as normas ASTM consideram como obrigatório o controlo da carga aplicada a uma ancoragem e sugerem a aplicação de uma carga inicial de valor igual a 10% da carga máxima, durante um certo período de tempo, de modo a serem realizados pequenos ajustes no sistema antes de ser aplicada a carga final (Fonseca, 2001).

Durante a utilização da estrutura, as células de carga permitem monitorizar o desempenho da estrutura ao longo do tempo, controlando perdas ou aumentos de carga actuante que possam colocar em risco a estabilidade do conjunto (ver Figura 21).

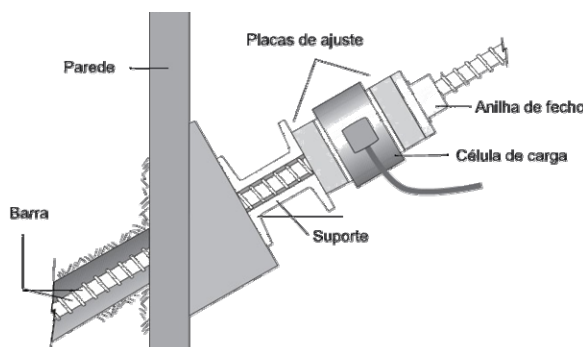


Figura 21 – Exemplo de fixação de uma célula de carga

As células de carga mais utilizadas são as eléctricas, de corda vibrante e as hidráulicas, (ver Figura 22) podendo distinguir-se umas das outras através do tipo de dados gerados pelas mesmas durante o processo de monitorização.



Figura 22 – Tipos de células de carga: (a) célula eléctrica; (b) célula de corda vibrante (www.geokon.com)

2.6.1.7 Piezómetros

Os piezómetros permitem-nos determinar e quantificar a tensão neutra (altura piezométrica) existente no interior de um maciço. Deste modo torna-se possível monitorizar o posicionamento do nível freático face à superfície e controlar as tensões existentes num determinado ponto do maciço, avaliando-se a segurança do maciço monitorizado.

Os dispositivos deste tipo com mais aplicação nas acções de monitorização e controlo de maciços terrosos e rochosos são os seguintes:

- ***Piezómetros de Tubo Aberto ou de Casagrande***

O princípio de funcionamento deste tipo de piezómetros é bastante simples. É realizado o furo no solo, sendo colocado o tubo para o acesso posterior da sonda de medição (ver Figura 23). A parte inferior é então selada com material filtrante sendo a parte restante preenchida com bentonite. A obtenção das leituras será realizada introduzindo a sonda pelo tubo de acesso colocado no local.



Figura 23 – Exemplo de um piezómetro de furo aberto ou de Casa Grande: (a) tubo aberto no local; (b) sensor utilizado na obtenção das medições (www.slopeindicator.com)

- ***Piezómetros Hidráulicos***

Os piezómetros hidráulicos podem ser colocados selados num furo previamente executado, incorporados em aterros ou mesmo fixados num tubo vertical. São constituídos por um diafragma com dois tubos de ligação à superfície (um de insuflação de gás nitrogénio e outro para extracção). A medição é realizada insuflando gás até deformar o diafragma. Nesse instante, a insuflação de gás é interrompida, voltando o diafragma à sua posição inicial devido à pressão exterior exercida sobre o mesmo.

Atinge-se assim um ponto de equilíbrio em que a pressão existente no maciço é igual à pressão do gás existente no tubo de insuflação conseguindo-se deste modo a medição da pressão nesse ponto (ver Figura 24).

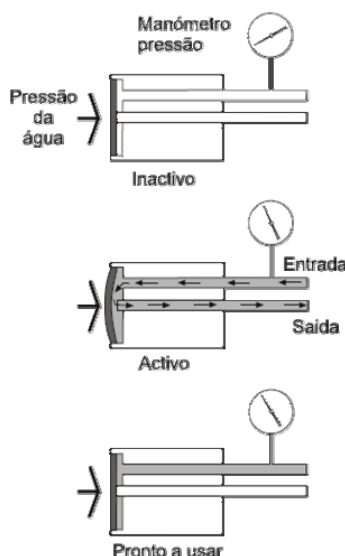


Figura 24 – Esquema de funcionamento de um piezómetro hidráulico
(www.slopeindicator.com)

- ***Piezómetros de Diafragma (pneumáticos, eléctricos ou de corda vibrante)***

O princípio de funcionamento destes dispositivos, apesar de estarem disponíveis vários modelos utilizando diferentes métodos para a obtenção das leituras (ver Figura 25), é bastante simples. Após a realização de um furo no maciço a monitorizar, são colocados no interior do mesmo os elementos que constituem o piezómetro a utilizar. O furo é posteriormente selado com material drenante junto ao sensor, sendo o restante furo preenchido com bentonite. Deste modo, a pressão efectiva nesse ponto será monitorizada continuamente, sendo os seus valores transmitidos para a superfície permitindo ao projectista controlar as tensões existentes face às tensões consideradas durante a fase de projecto.



(a)



(b)

Figura 25 – Modelos de piezómetros; (a) pneumático e (b) de corda vibrante.
(www.slopeindicator.com)

Como aplicações correntes para este tipo de monitorização e controlo pode-se indicar os seguintes exemplos:

- Estabilidade de taludes, monitorizando e controlando o nível freático e respectivo estado de tensões no talude face às tensões admitidas pelo projectista, verificando assim sua segurança ao derrube e ao escorregamento;
- Monitorizar a performance de sistemas de bombagem utilizados nas operações de rebaixamento de níveis freáticos dos solos;
- Monitorizar o desempenho de barragens realizadas em terra, através do controlo das tensões instaladas na sua base e das redes de fluxo que possam existir através do corpo que constitui a barragem;
- Localização do nível freático de um determinado solo, para a previsão da ocorrência de eventuais assentamentos, em zonas onde vão ser realizadas operações de escavação do subsolo (por exemplo, escavação de túneis).

2.6.1.8 Células de Pressão

As células de carga de pressão total são utilizadas para quantificar a combinação entre a tensão efectiva existente no solo e a pressão intersticial da água contida nos vazios entre partículas do solo. O dispositivo consiste em duas placas de aço, de diferente espessura, e soldadas entre si de forma a criar um espaço selado entre elas que é preenchido com fluido não compressível. O corpo da célula é ligado a um transdutor de pressão através de uma tubagem. A placa de menor espessura funciona como a parte sensível do dispositivo, deformando-se sob a acção do solo, transmitindo essa pressão ao fluido existente dentro da célula e medidas pelo transdutor de pressão (ver Figura 26).



Figura 26 – Células de pressão: (a) de pressão total hidráulica e (b) de pressão total de corda vibrante (www.slopeindicator.com)

A sua utilização é normalmente associada à verificação de considerações utilizadas durante a fase de projecto ou ao controlo das tensões sobre o solo, evitando excessos que se possam traduzir na introdução de instabilidade na estrutura.

As células de pressão total são aplicadas nas seguintes situações:

- Determinação da distribuição das tensões nos solos;
- Determinação da magnitude e das respectivas direcções das pressões totais verificadas num determinado solo;
- Observação do desempenho da estrutura monitorizada, verificando se este está de acordo com o considerado durante a fase de projecto;
- Estimação e quantificação de eventuais sobrepressões que possam existir nas fundações da estrutura monitorizada, que se podem traduzir na obtenção de estados de instabilidade que podem provocar o colapso da estrutura.

2.6.1.9 Células de Assentamento

As células de assentamento são sistemas normalmente utilizados na monitorização de assentamentos ou consolidação de solos sendo esses elementos medidos num único ponto.

As células de assentamento são formadas por um transdutor de pressão, uma tubagem cheia de líquido e um reservatório, constituindo os três componentes principais deste tipo de dispositivo. O princípio de funcionamento é de fácil compreensão: O transdutor de pressão é colocado no solo a monitorizar, estando interligado com o tubo cheio de líquido que por sua vez faz a ligação ao reservatório, localizado à superfície em local estável (ver Figura 27).

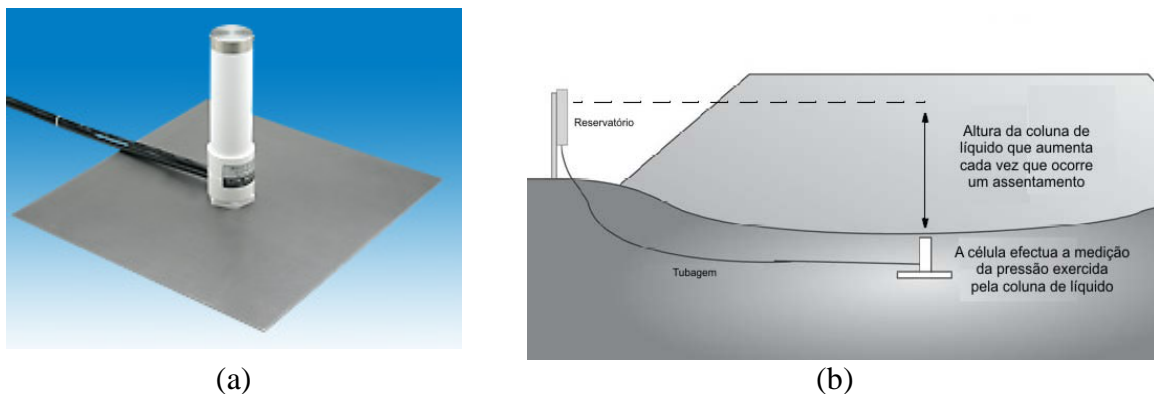


Figura 27 – Exemplo de uma célula de assentamento: (a) célula de assentamento; (b) esquema operacional do sistema (www.slopeindicator.com)

O transdutor efectua a medição da pressão criada pela coluna de líquido contida no tubo. Quando ocorrer um assentamento do solo, o transdutor acompanha esse movimento aumentando desta forma a altura da coluna de líquido, originando assim um aumento de pressão. O assentamento é obtido calculando a variação da pressão e convertendo-a em altura de líquido.

Como principais aplicações deste tipo de sensor podem-se referir:

- Monitorização de assentamentos de fundações, aterros;

- Monitorização de compactações de solos;
- Monitorização sobreconsolidações em fundações;
- Monitorizar assentamentos associados a operações de rebaixamento de níveis freáticos.

2.6.1.10 Sensores de Temperatura

Os sensores de temperatura são vulgarmente incluídos nos sistemas de monitorização, permitindo a determinação das variações térmicas da estrutura e a correcção de medições obtidas através de outros sensores, que possam ter sido influenciadas pelos efeitos da temperatura. Estes sensores são igualmente utilizados na monitorização dos efeitos do calor de hidratação na pasta de cimento utilizado na construção da estrutura, controlando desta forma os fenómenos normalmente associados a esta reacção, como são os casos da retracção e consequente fissuração do betão fresco aplicado.

Os sensores de temperatura com maior aplicação nos sistemas de monitorização são os sensores termopar, de resistência eléctrica (RTD) e de fibra óptica (ver Figura 28).

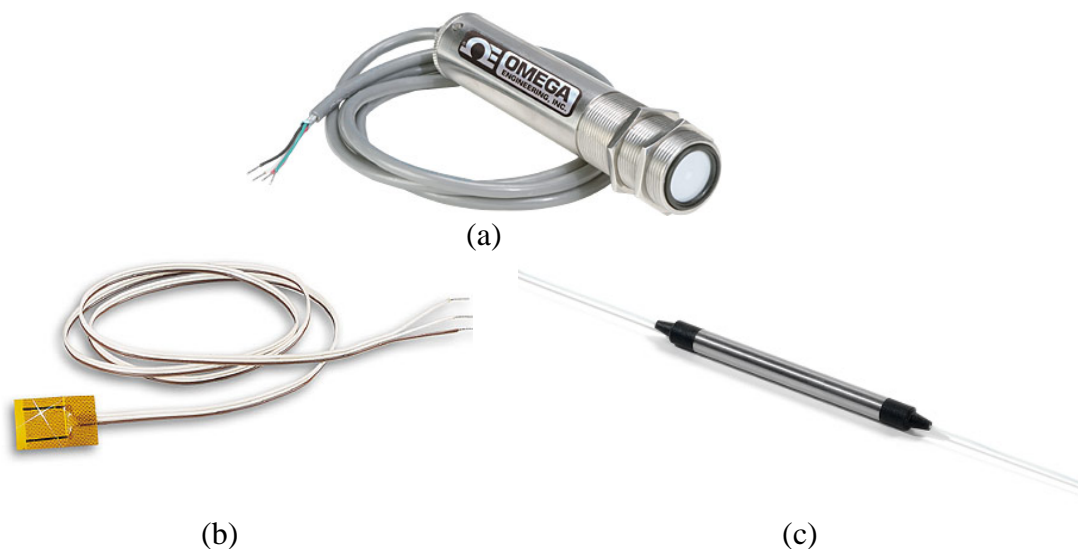


Figura 28 – Tipos de sensores de temperatura: (a) sensor de temperatura termopar; (b) sensor de resistência eléctrica (RTD). (www.omega.co.uk) e (c) sensor de temperatura em fibra óptica (www.fibersensing.com)

É também possível incluir o sensor de temperatura num só dispositivo de monitorização, conjuntamente com outros tipos de sensores, e utilizar esses sistemas no controlo das estruturas. Como exemplo deste tipo de equipamento, podem-se referir os extensómetros equipados com sensor de temperatura.

2.6.1.11 Sensores de Humidade

Os sensores de humidade, quando utilizados nos sistemas de monitorização, permitem a determinação do teor de humidade do local monitorizado.

São utilizados para verificar a integridade e controlar as medições obtidas por outros sensores aplicados no mesmo local, dado que uma das principais causas que contribuem para o funcionamento anómalo dos sensores é a existência de presença de água em excesso (teor de humidade) no mecanismo do dispositivo (Isis, 2001). Para além de introduzir correntes parasitas, que introduzem ruído eléctrico nas leituras obtidas pelos sensores, o teor de humidade excessivo contribui igualmente para a degradação do sensor pela introdução do processo de corrosão nas partes metálicas do dispositivo.

São ainda utilizados no estudo das patologias das construções associadas à existência de elevados níveis do teor de humidade e a avaliação do teor de absorção de humidade dos elementos monitorizados, aspecto com particular relevância nas estruturas em madeira.

Estão disponíveis no mercado sensores de humidade do tipo capacitivo, resistivo, termo condutor, de fibra óptica e soluções utilizando a tecnologia MEMS (Micro Electro Mechanical Systems) (ver Figura 29).

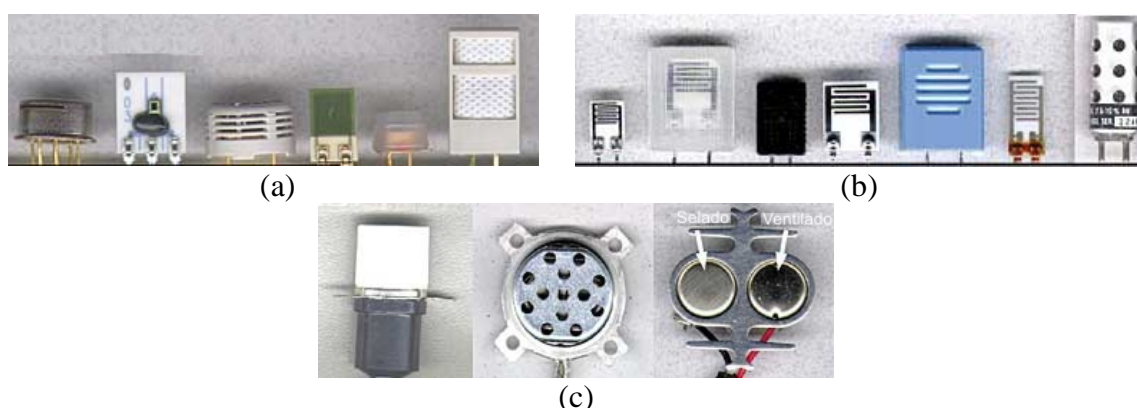


Figura 29 – Exemplos de sensores de humidade: (a) sensores capacitivos; (b) sensores resistivos e (c) sensores termo condutores (www.sensormag.com)

A aplicação destes dispositivos pode ser realizada no interior e no exterior dos edifícios. Existe ainda a possibilidade de realizar medição do teor de humidade no interior de uma parede através da utilização de uma sonda concebida para essas situações.

2.6.1.12 Sensores de Medição do Vento

Os sensores de medição do vento, conhecidos por anemómetros, são utilizados para obtenção da direcção e respectiva intensidade, obtida através da medição da velocidade do vento.

São normalmente utilizados para verificar a influência do vento no comportamento das estruturas através da determinação das pressões de compressão e de sucção que este provoca sobre os elementos estruturais.

A direcção do vento é determinada por um sistema de catavento que se mantém sempre voltada para a orientação da deslocação da massa de ar.

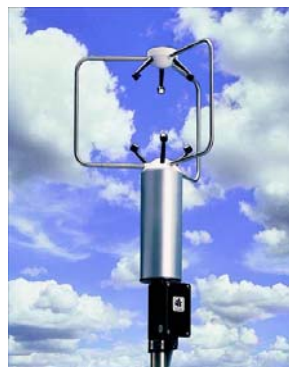
Para a determinação da velocidade do vento, existem diversos dispositivos que, utilizando diferentes tecnologias, permitem quantificar a intensidade com que o vento sopra num determinado momento. Os anemómetros mais utilizados são os anemómetros de concha, de hélice e os sónicos (ver Figura 30).



(a)



(b)



(c)

Figura 30 – Exemplos de anemómetros: (a) de concha; (b) de hélice e (c) sónicos (www.novalynx.com)

2.6.1.13 Estações Meteorológicas

As estações meteorológicas são utilizadas na monitorização de diversos parâmetros ambientais. Dado que estes equipamentos têm a possibilidade de estar dotadas com vários sensores capazes de obter leituras de vários parâmetros ambientais, com um único dispositivo pode-se obter vários dados tais como a velocidade e direcção do vento, a temperatura, a humidade relativa, a pressão atmosférica, a pluviosidade, a radiação solar, entre outros. O posicionamento da estação meteorológica no terreno deve ser definido em função dos parâmetros e das exposições (solares e eólicas) desejadas (ver Figura 31).

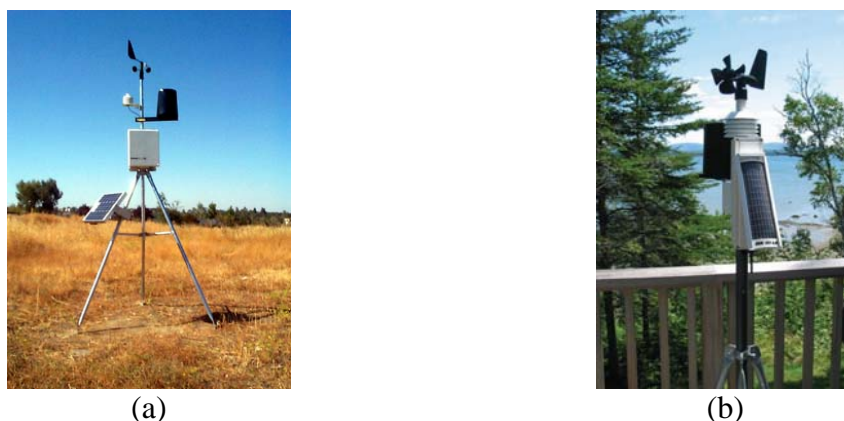


Figura 31 – Exemplos de estações meteorológicas: (a) estação móvel (www.novalynx.com); (b) estação fixa com módulo de transmissão de dados automático (www.rainwise.com)

2.6.1.14 Monitorização de Estruturas com Sistemas GPS

O GPS é um sistema de posicionamento geográfico, desenvolvido pelo departamento de defesa dos Estados Unidos para fins civis e militares, que permite determinar as coordenadas (X,Y,Z) de um determinado ponto da terra, utilizando um receptor GPS. O funcionamento do sistema baseia-se na medição da distância existente entre os satélites e o receptor GPS existente num determinado ponto. Em cada ponto da terra estão sempre visíveis quatro satélites pelo que, fixando os respectivos sinais, através da triangulação das distâncias obtidas é possível determinar as coordenadas do ponto e o tempo de chegada do sinal (www.cienciaviva.pt, 2006).

A precisão dos dados obtidos depende da qualidade do sinal recebido que, para além de depender da qualidade das antenas dos receptores utilizados, pode ser afectado pela introdução de erros no sinal motivados, por exemplo, pelo funcionamento imperfeito dos relógios dos satélites, pela existência de ruído no sinal do satélite, reflexões do sinal, atrasos na recepção do sinal, entre outros (Pestana, 2002).

De modo a eliminar eventuais erros no sinal obtido e aumentar a precisão das leituras obtidas, o GPS pode funcionar em modo diferencial (DGPS) que consiste na utilização de dois receptores, em simultâneo. O receptor de referência é colocado num local com coordenadas fixas e conhecidas. O receptor livre é colocado em qualquer posição. Os dados obtidos pelos receptores são armazenados e posteriormente cruzados minimizando-se através desta técnica a ocorrência de eventuais erros na obtenção das coordenadas de um determinado ponto (Fib, 2003).

Com as recentes evoluções tecnológicas ao nível dos receptores GPS e dos softwares de aquisição de dados, os sistemas GPS passaram a ser uma ferramenta capaz de determinar o posicionamento de um determinado ponto com elevada precisão o que, aliado à sua comercialização a preços mais acessíveis, definem estes sistemas como uma ferramenta técnica e economicamente viável nas aplicações de monitorização de grandes estruturas (ver Figura 32).



Figura 32 – Tipos de receptores GPS: (a) receptor fixo; (b) receptor portátil

No entanto, tal como todos os sistemas de monitorização, os sistemas GPS têm algumas limitações na sua utilização. Uma das limitações mais relevantes reflecte-se na necessidade da antena do receptor deter uma linha de visão entre ele e 4 sinais de satélite, o que pode ser impedido por edifícios altos ou árvores. Deste modo, de forma a evitar o bloqueio do sinal entre os satélites e o receptor, a localização dos dispositivos devem ser considerados em locais amplos, livres de obstáculos ou em locais altos. Existe outra limitação, com origem no próprio princípio de medição do sistema GPS, que exclui o uso destes sistemas em locais com índices de poluição electromagnética elevada (Fib, 2003).

A monitorização estrutural, conseguida através da aplicação de sistemas GPS, pode ser realizada pela utilização de uma das seguintes metodologias disponíveis (Duff e Hyzak, 1997):

- Monitorização através de uma rede fixa de sensores que recolhem e transmitem os dados para um posto central para posterior processamento e análise. Os sensores são aplicados em locais considerados importantes, ao longo da estrutura, existindo receptores colocados em locais de coordenadas conhecidas de forma a funcionarem como referencial do sistema aplicado. Durante o seu funcionamento, este sistema permite a monitorização de deslocamentos na estrutura, através do controlo das variações das coordenadas dos pontos monitorizados;
- Monitorização através de um sistema GPS móvel. Através deste sistema, a estrutura é percorrida por um veículo, a uma velocidade reduzida e constante, onde são instalados os receptores GPS que captam os sinais e transmitem os registos para o posto central, o mesmo acontecendo com os receptores de referência, colocados em locais com coordenadas perfeitamente conhecidas. Desta forma, será gerada uma densa malha de pontos tridimensionais e respectivo tempo de registo. Isto significa que, a partir destes elementos recolhidos pelo sistema GPS é possível obter a frequência dos movimentos observados na estrutura (Roberts e Meng., 2006). Dada a qualidade e a precisão dos resultados obtidos por este tipo de sistemas, torna-se possível comparar os valores dos movimentos previstos pelos modelos numéricos da estrutura (MEF) em estudo com os obtidos pela monitorização através de GPS, permitindo desta forma verificar que este sistema produz dados que reproduzem fielmente o comportamento da estrutura, quer ao nível dos movimentos verificados, quer ao nível das frequências e magnitudes produzidas (Roberts e Meng., 2006).

Os sistemas GPS constituem desta forma uma ferramenta extremamente útil na monitorização e avaliação do desempenho estrutural de alguns tipos de estruturas, como por exemplo pontes e barragens (He et al., 2005).

2.6.1.15 *Sistemas Topográficos*

Os sistemas topográficos são igualmente utilizados na monitorização do desempenho das estruturas, podendo monitorizar deformações, assentamentos, inclinações, através de pontos colocados sobre a estrutura em estudo.

O sistema é constituído por um equipamento topográfico de leitura (por exemplo uma estação total, teodolito, nível, entre outros – ver Figura 33) que detêm dispositivos capazes de efectuar a medição de distâncias, ângulos e a monitorização de pontos de controlo dispostos pela estrutura a monitorizar, sendo que o campo de visão entre o equipamento de leitura e os pontos a monitorizar deverá estar desobstruído de qualquer obstáculo. Esta condição é essencial para a obtenção das leituras, constituindo-se como limitação para a utilização deste tipo de monitorização.



(a)



(b)



(c)

Figura 33 – Exemplos de equipamento topográfico utilizado para monitorização:
(a) Estação total; (b) Teodolito; e (c) Nível

Existe uma grande variedade de equipamentos disponíveis no mercado, com funcionamento a laser e a infravermelhos, com a utilização de alvos topográficos (reflectores ou prismáticos – ver Figura 34), que têm resultados com precisões na casa dos milímetros. Existem também equipamentos que não necessitam de alvos topográficos para obter as coordenadas de um ponto. No entanto, actualmente ainda não é possível nestes equipamentos atingir as mesmas precisões dos equipamentos que

utilizam alvos como acessórios auxiliares, dado que as mesmas dependem da intensidade e ângulo de reflexão do feixe emitido pelo equipamento de leitura sobre os pontos a monitorizar (Armer, 2001). No entanto, a utilização de equipamentos sem alvos é de extrema utilidade nas situações de difícil acesso e na impossibilidade de aplicação de alvos reflectores.

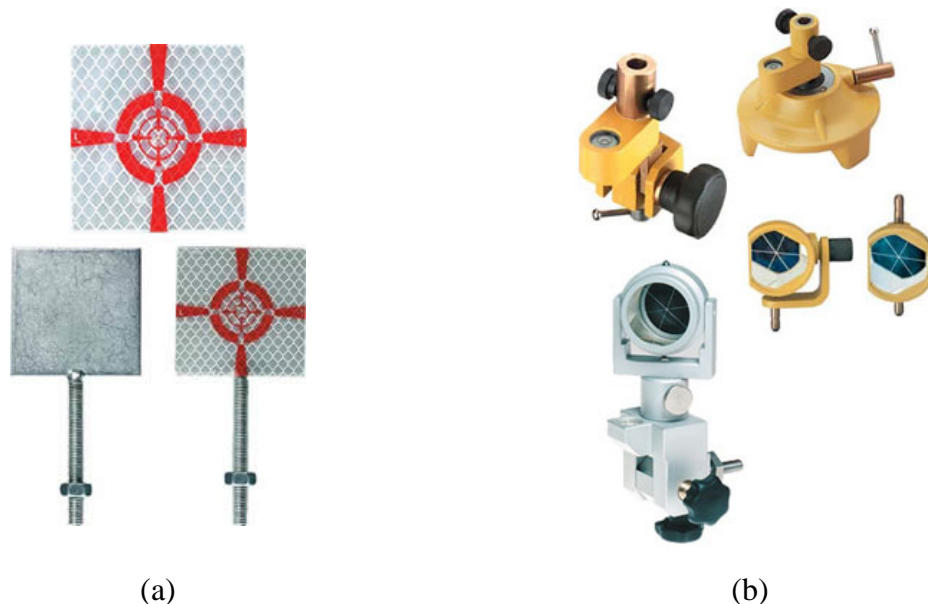


Figura 34 – Tipos de alvos topográficos: (a) reflectores; (b) prismáticos (www.goecke.de/us)

O modo de funcionamento é bastante simples. O equipamento emite um feixe de laser ou infravermelhos, sendo reflectido no alvo topográfico aplicado sobre a estrutura a monitorizar. Ao reflectir no alvo, o feixe é reenviado para o equipamento. Após a realização de 3 ciclos, a medição da distância entre os dois pontos é registado. Quando não se utilizam alvos, deverão ser consideradas algumas restrições quanto à precisão dos dados obtidos, dado que nem todas as superfícies são suficientemente reflectivas de modo a proporcionar resultados com elevada precisão.

As leituras são efectuadas a partir do posicionamento da estação nas bases previamente definidas no plano de monitorização. Essas bases deverão estar localizadas em locais estabilizados, dissociáveis dos efeitos da estrutura a monitorizar, de posição perfeitamente conhecida e que permitam o maior número de visadas para os pontos a monitorizar, a partir desse local.

Para além da definição de todos os pontos da estrutura a monitorizar, deverão igualmente ser considerados pontos de referência, com posicionamento fora da influência das eventuais movimentações da estrutura a monitorizar, de forma a aferir a qualidade dos dados obtidos pela monitorização com os meios topográficos.

Os dados obtidos são posteriormente importados e tratados num software específico, para filtrar a informação recolhida, eliminando eventuais dados provenientes de erros durante a leitura (ex. reflexo de uma superfície que não seja um alvo dá origem a uma leitura de um ponto inexistente) A informação tratada é depois analisada e utilizada para a tarefa de monitorização desejada com a implementação destes sistemas.

Com o avanço tecnológico dos sistemas de leitura actualmente disponíveis no mercado (Leica, Thales), conseguem-se efectuar monitorizações com elevada precisão,

automatizando-se a recolha e o tratamento dos dados, para posterior interpretação. Um desses exemplos é o sistema da Leica Geosystems conhecido como GeoMoS. Com a implementação deste sistema é possível monitorizar, em tempo real, uma estrutura, controlando a sua performance através da comparação das deformações observadas com as previstas inicialmente.

Dada a elevada capacidade e versatilidade deste sistema, permitindo acoplar e interligar sensores de vários tipos, será demonstrado o seu elevado potencial com um exemplo de monitorização recorrendo a equipamento topográfico. O sistema é constituído por alvos topográficos, dispersos segundo uma malha previamente estudada abrangendo os pontos a serem estudados, por estações de leitura, posicionadas nas bases previamente definidas, interligadas a uma unidade central de tratamento e processamento de toda a informação recolhida (ver Figura 35). Esses dados, após terem sido tratados e processados, são arquivados constituindo assim uma base de dados com a informação obtida sobre a estrutura monitorizada, que permite analisar a sua evolução ao longo do tempo (Leica, 2006).

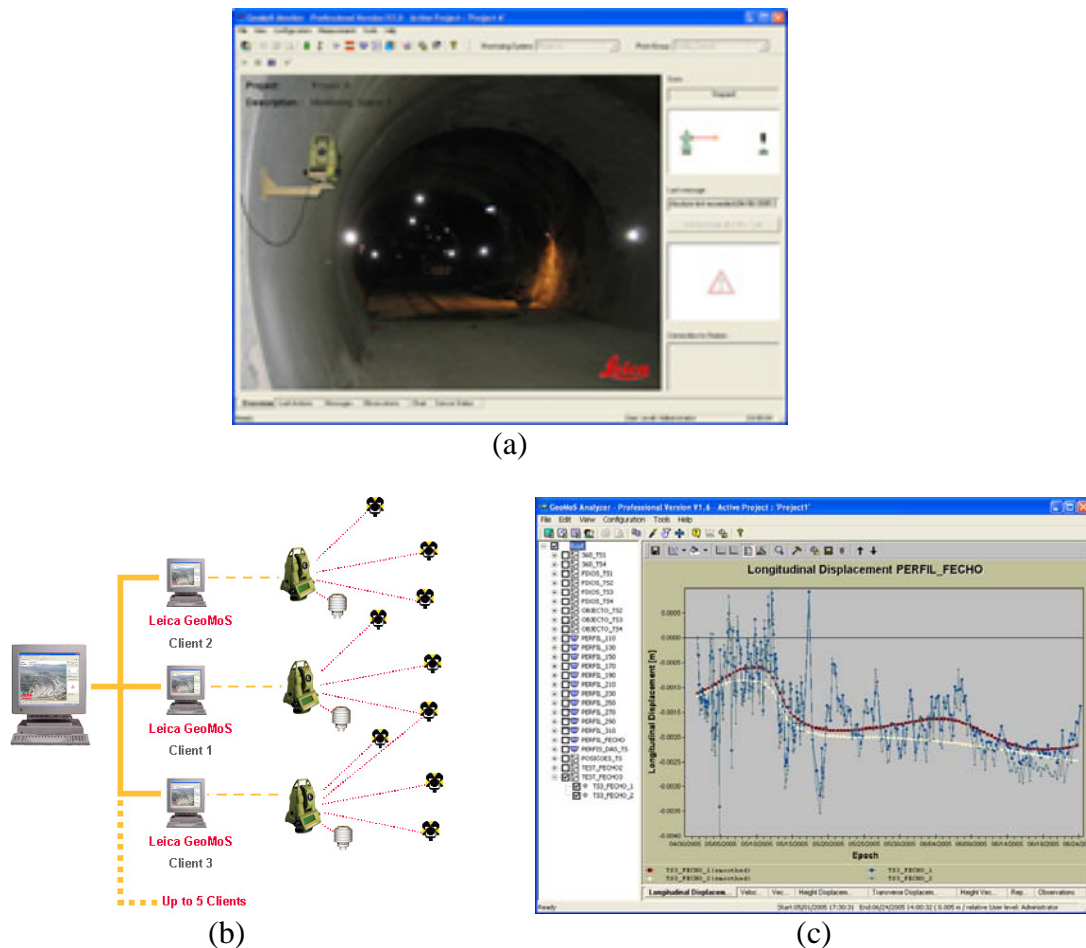


Figura 35 – Constituição do sistema GeoMoS: (a) estação total e alvos colocados em obra; (b) esquema de aquisição de dados; e (c) gráfico com evolução de um deslocamento, gerado através da informação armazenada (www.leica-geosystems.com)

2.6.2 Sensores Para Monitorização Dinâmica

A monitorização dinâmica de uma estrutura permite quantificar as vibrações, obtidas através da medição das acelerações, velocidades ou deslocamentos a que a estrutura está submetida, nos pontos definidos como importantes para o conhecimento do comportamento da estrutura quando submetida a uma dada excitação, permitindo a identificação estrutural assim como a detecção de danos na estrutura monitorizada.

Pela monitorização das vibrações é possível efectuar a identificação dinâmica experimental da estrutura, determinando parâmetros tais como as frequências naturais, a rigidez, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento. É também possível realizar a identificação dinâmica numérica, através da comparação e correlação entre os dados obtidos por via experimental e os obtidos via teórica (modelo de elementos finitos da estrutura) (Gentile et al., 2002). Se os valores obtidos pelas duas formas forem semelhantes, o modelo estará ajustado à realidade caso contrário, será efectuada uma calibração do modelo de elementos finitos da estrutura (“model updating”), até serem atingidos valores semelhantes aos obtidos pela via experimental. Com o modelo de elementos finitos da estrutura perfeitamente calibrado, torna-se possível efectuar simulações, analisar e avaliar eventuais anomalias que possam afectar a estrutura.

2.6.2.1 Acelerómetros

Apesar de existirem vários transdutores com características que permitem a sua utilização na monitorização dinâmica de estruturas, como por exemplo os acelerómetros, os transdutores de velocidade, os transdutores laser de velocidade e de deslocamento, os LVDT's, os sistemas GPS, os extensómetros, entre outros (Rodrigues, 2005), apenas serão abordados com algum detalhe os acelerómetros, dado terem sido estes os sensores utilizados na monitorização estrutural inserida neste trabalho.

Conforme foi referido anteriormente, a utilização dos acelerómetros tem como objectivo quantificar as vibrações produzidas numa estrutura, quando excitada por uma acção exterior, cuja origem pode ser natural (meio ambiente) ou artificial (por exemplo com a utilização de excitadores electrodinâmicos ou excitadores de impacto, provocado pela queda de um objecto).

Hoje em dia é muito utilizada a monitorização das vibrações provocadas pelas acções ambiente, que permitem determinar os principais parâmetros da estrutura. No entanto, por vezes a obtenção de alguns modos de vibração é demorada, uma vez que as amplitudes das vibrações produzidas são de reduzida intensidade. Neste caso poderá sempre ser induzida uma vibração forçada à estrutura, de forma a aumentar a velocidade de obtenção dos parâmetros requeridos. Ventura et al. (2003) apresenta um estudo comparativo entre os resultados obtidos durante a monitorização de uma estrutura metálica, recorrendo a três tipos de excitação: acção do ambiente, excitação forçada através da utilização de um excitador mecânico e excitação provocada pelo impacto de um objecto na estrutura.

Os resultados dos ensaios dinâmicos obtidos pelos acelerómetros são posteriormente processados através de algoritmos FFT (Transformada Rápida de Fourier), transformando as ondas de vibração em espectros de frequências, permitindo desta forma identificar as frequências próprias da estrutura.

Existem vários modelos de acelerómetros disponíveis no mercado, com diferentes metodologias de funcionamento, podendo ser divididos nos seguintes tipos:

- Piezoeléctricos;
- Piezoresistivos ou capacitivos;
- De tipo “force balance” ou de tipo servo.

- ***Acelerómetros Piezoeléctricos***

Os acelerómetros piezoeléctricos são constituídos por uma base, uma massa e um elemento piezoeléctrico (ver Figura 36). O funcionamento deste tipo de sensor baseia-se no princípio dos materiais piezoeléctricos (por exemplo o quartzo ou a cerâmica) que, quando são sujeitos a uma acção, geram cargas eléctricas proporcionais à aceleração da massa do acelerómetro e, consequentemente, proporcional à aceleração da superfície onde o acelerómetro foi colocado (Rodrigues, 2005).

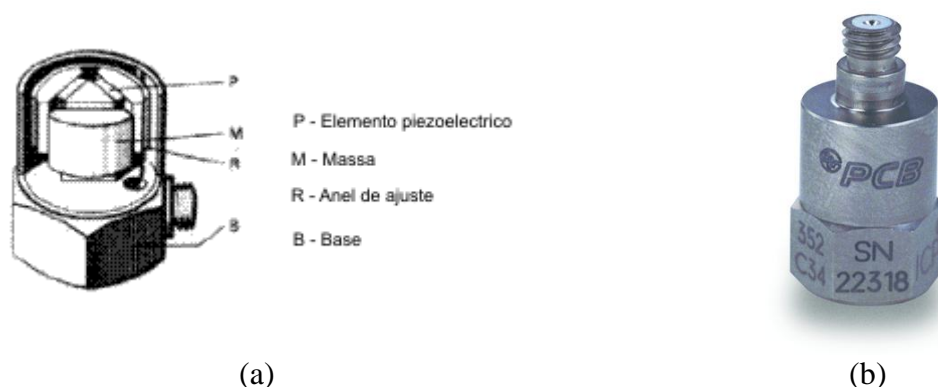


Figura 36 – Acelerómetro piezoeléctrico: (a) esquema constituição genérico; (b) acelerómetro piezoeléctrico (www.pcb.com)

Este tipo de sensor apresenta um conjunto de vantagens tais como a dispensa de alimentação externa, uma vez são auto-suficientes gerando energia eléctrica a partir da energia mecânica obtida pela deformação dos materiais piezoeléctricos (sendo por isso considerados sensores activos), possuem uma boa estabilidade e durabilidade nas monitorizações de longa duração sendo praticamente imunes aos efeitos das variações da temperatura, e têm um comportamento linear ao longo de uma larga gama de vibrações e respectivas frequências (Fib, 2003). Dadas as excelentes características e a precisão dos resultados que se obtêm com a sua utilização, são bastante utilizados na monitorização de vibrações das estruturas.

No entanto têm algumas limitações, nomeadamente o facto de o material piezoeléctrico envelhecer com o tempo, obrigando a recalibrar periodicamente o acelerómetro de modo a garantir a validade dos valores obtidos, e a deficiente medição de componentes de vibração de baixa frequência, não sendo por isso muito adequados para a monitorização de grandes estruturas flexíveis (Rodrigues, 2005).

• *Acelerómetros Piezoresistivos ou Capacitivos*

Os acelerómetros piezoresistivos são constituídos por uma base, uma massa sísmica fixada a uma viga em flexão, à qual são acoplados os elementos piezoresistivos, aplicados de forma a criarem uma ponte de *weathstone* activa. O funcionamento destes sensores aplica o princípio do efeito piezoresistivo de alguns materiais, segundo o qual o material, quando é sujeito a uma deformação, altera a sua resistência eléctrica. Tal efeito nos materiais piezoresistivos é quantificado através do rácio obtido pela divisão (variação resistência eléctricas/deformação observada), normalmente conhecido por *gage factor* (Eklund et Shkel, 2005). A sílica é um dos materiais com elevado *gage factor*, tendo por esse motivo grande aplicação no fabrico deste tipo de sensores.

Ao contrário dos acelerómetros piezoeléctricos, estes sensores requerem alimentação de energia eléctrica exterior (sensores passivos). Quando o acelerómetro é sujeito a uma acção exterior, a massa entra em vibração deformando os elementos piezoresistivos. Essa deformação provoca a alteração da resistência eléctrica que percorre esses elementos, criando um desequilíbrio na ponte de *weathstone*, sendo o diferencial verificado no circuito eléctrico do sensor proporcional à aceleração estrutural monitorizada (Fib, 2003).

Os sensores capacitivos têm uma construção semelhante à dos piezoresistivos, variando apenas na disposição dos elementos que efectuem a monitorização, em que a massa é colocada numa posição centralizada, entre dois eléctrodos, formando assim uma meia ponte capacitiva (Rodrigues, 2005). Essa ponte é desequilibrada sempre que se verifica movimento da massa, sendo o diferencial observado à saída do circuito proporcional à aceleração estrutural monitorizada. Os acelerómetros piezoresistivos e capacitivos (ver Figura 37) apresentam boa sensibilidade e uma boa resposta a solicitações de baixa frequência (chegando até ao nível DC ou 0 Hz), ao contrário do que acontece com os piezoeléctricos, sendo adequados também nas aplicações a estruturas flexíveis de Engenharia Civil.

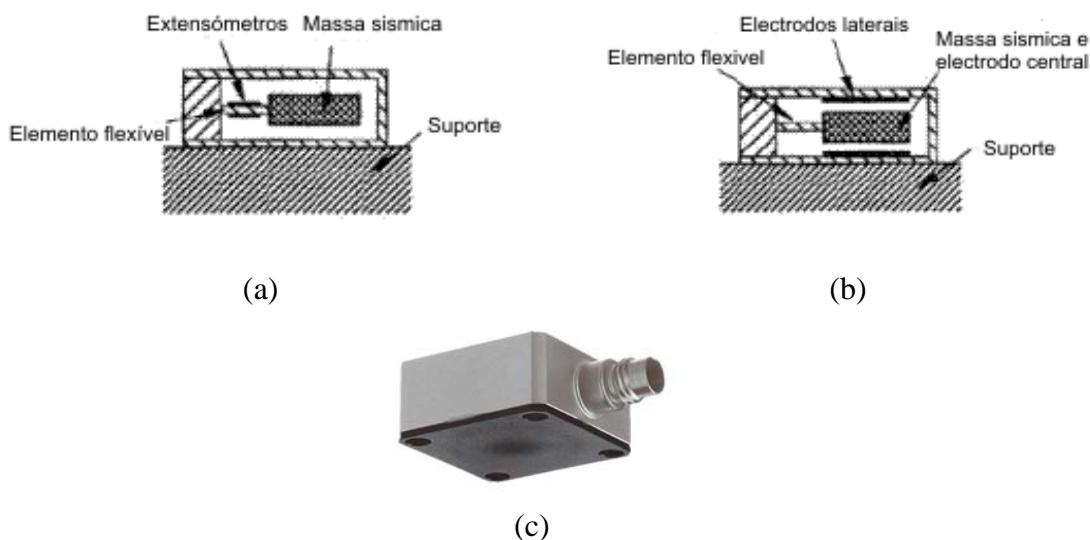


Figura 37 – Acelerómetros piezoresistivos e capacitivos: (a) esquema acelerómetro piezoresistivo; (b) esquema acelerómetro capacitivo; (c) exemplo de acelerómetro capacitivo (www.kistler.com)

• *Acelerómetros Tipo “Force Balance” ou de Tipo Servo*

Tal como os sensores piezoresistivos e capacitivos, os acelerómetros tipo *force balance* ou de tipo servo também são considerados como sendo sensores passivos, uma vez que também necessitam de alimentação exterior. São constituídos por um suporte, uma massa sísmica, confinada por um sistema servo que controla o seu posicionamento, e um circuito eléctrico (ver Figura 38).

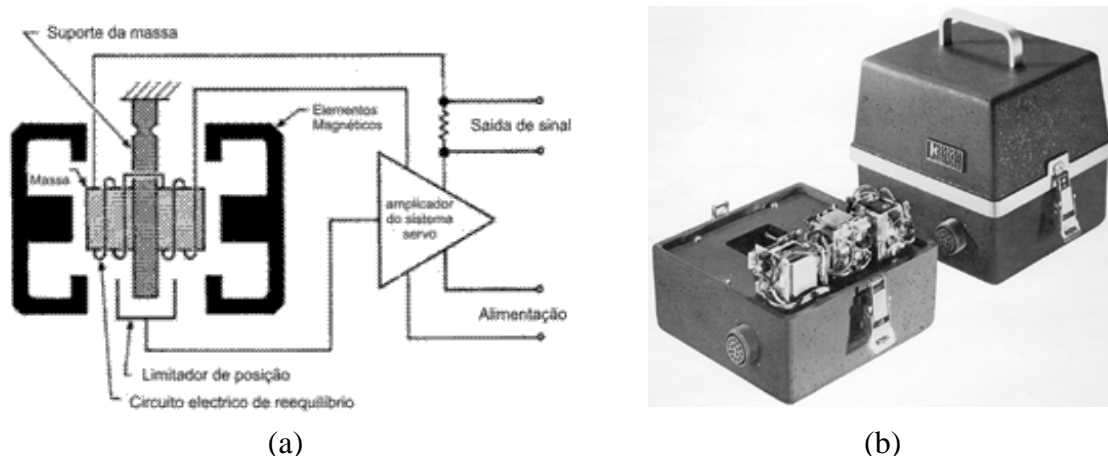


Figura 38 – Acelerómetro tipo *force balance* ou tipo servo: (a) representação esquemática do acelerómetro; (b) exemplo de um acelerómetro tipo *force balance* (www.kinematics.com)

Ao ser sujeita a uma excitação exterior, a massa sísmica vai tender a mover-se. Esse movimento é detectado por um elemento sensível (normalmente sensores capacitivos) que, por sua vez, enviam um sinal de erro para o sistema servo. Perante esse sinal, o sistema servo emite uma corrente eléctrica, que é enviada através do circuito de reequilíbrio colocado em torno da massa sísmica, gerando desta forma uma força magnética capaz de contrariar o movimento e manter a massa na posição de equilíbrio inicial, pelo que se conclui que o valor da corrente necessária a garantir esse equilíbrio é proporcional à aceleração actuante sobre o acelerómetro (Aszkler, 2005).

Estes acelerómetros possuem elevada sensibilidade e são extremamente robustos, possuindo ainda boa resposta a acções dinâmicas até DC (0 Hz), sendo dos mais usados nas aplicações de engenharia civil, nomeadamente nas grandes estruturas flexíveis e em estruturas em que os tempos de respostas, produzidos pelas acções ambiente, são reduzidos (aplicações onde as vibrações naturais têm valores reduzidos).

2.7 *Avanços Recentes dos Sistemas de Monitorização*

A crescente utilização de sistemas de monitorização nas tarefas de monitorização e controlo de estruturas de engenharia civil, tem proporcionado o seu constante desenvolvimento, procurando soluções cada vez mais eficientes e menos dispendiosas.

Assim, fruto da constante evolução tecnológica, foram sendo desenvolvidas novas soluções procurando melhores desempenhos para estes sistemas. Alguns dos avanços recentes mais significativos abordam a concepção de novos sensores, a criação e a optimização dos meios de transmissão de dados utilizados entre os diversos sensores

aplicados e o respectivo sistema de aquisição, a optimização do consumo energético e o desenvolvimento de sistemas estruturais inteligentes.

2.7.1 Sensores

Usando como ponto de partida a tecnologia existente nos circuitos da indústria da microelectrónica, assistiu-se a um crescimento e desenvolvimento da tecnologia de miniaturização dos componentes, dando origem aos MEMS (micro electrical mechanical systems).

Os MEMS são micro sistemas que, apesar da sua reduzida dimensão, possuem numa única unidade os vários dispositivos eléctricos, mecânicos e electrónicos necessários ao funcionamento do sensor, podendo ter variadas aplicações tais como aeronáutica, telecomunicações, óptica, química, biomédica, mecânica, robótica, médica, e monitorização estrutural (ver Figura 39).

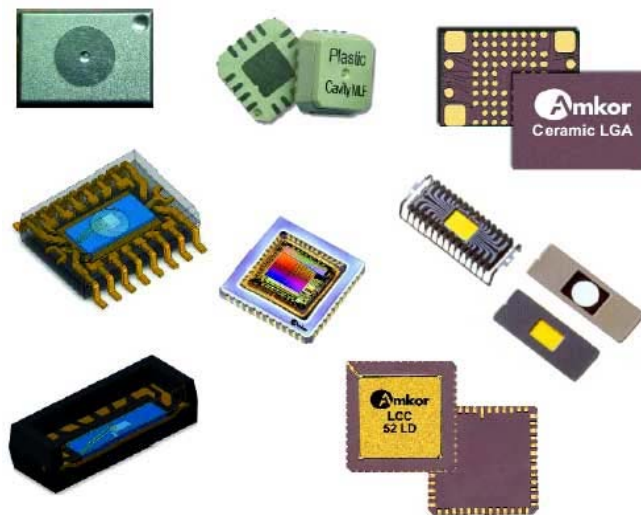


Figura 39 – Alguns exemplos de MEMS

A sua constituição é composta por várias camadas de reduzida espessura, configuráveis consoante o tipo de sensor a criar, aplicados sobre uma base de silicone (ver Figura 40).

Embora o silicone seja o material com mais utilização do fabrico dos MEMS, dado possuir boas características nomeadamente ao nível da condutividade térmica e da resistência mecânica, existem outros materiais com possível aplicação neste tipo de dispositivos tais como metais, diamante ou materiais piezoeléctricos (Zorman e Mehregany, 2006). Com a utilização desta tecnologia obtêm-se sensores pequenos (dimensões na ordem dos microns (10^{-6} m)), funcionais, leves, robustos, duráveis, rápidos e de elevada precisão e sensibilidade. Com o actual estado de conhecimento e a produção cada vez mais massiva de sensores utilizando esta tecnologia, o custo de produção destes dispositivos é relativamente baixo pelo que estas soluções apresentam um valor acessível para a sua aplicação.

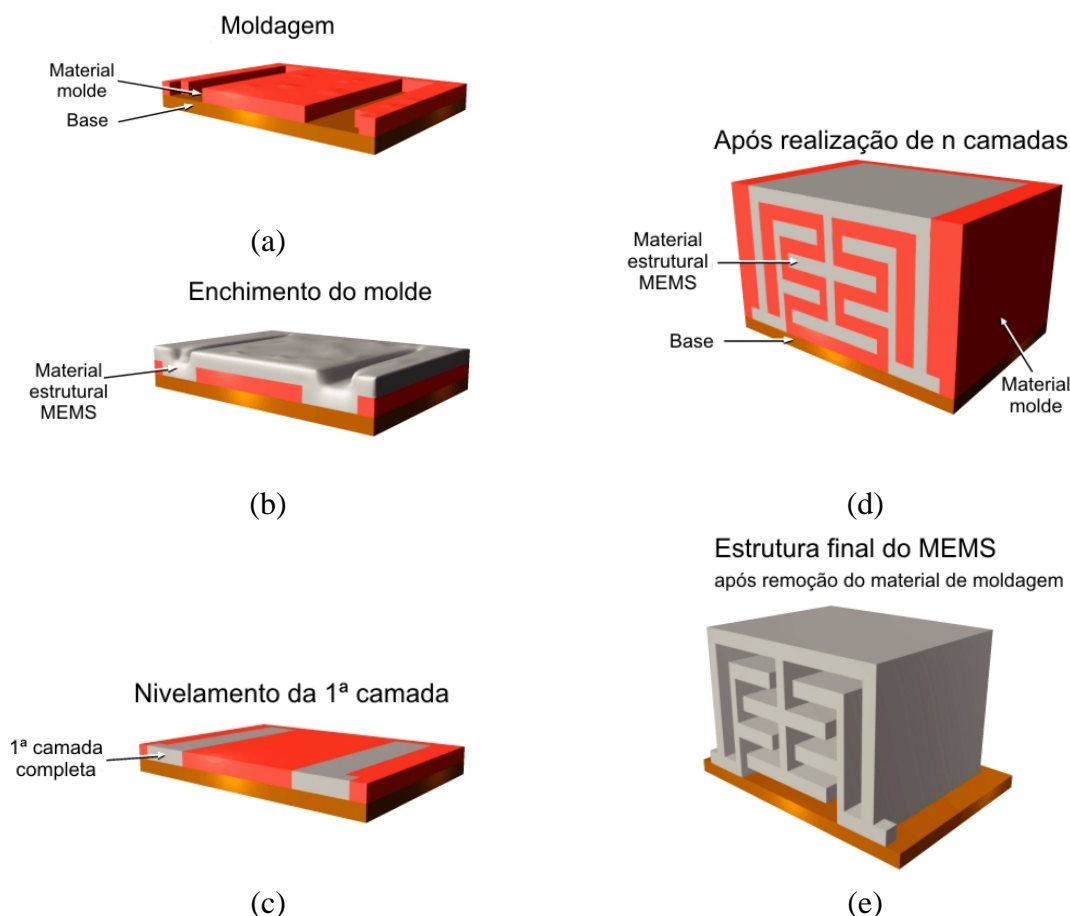


Figura 40 – Composição de um MEMS: (a) colocação da camada de molde; (b) colocação da camada de material estrutural do MEMS; (c) rectificação da primeira camada; (d) aspecto do MEMS após n ciclos definidos nos pontos a), b) e c); (e) estrutura final do MEMS após retirada do material de moldagem (www.memgen.com)

A tecnologia utilizada na concepção dos MEMS permite que os mesmos possam actuar como sensores ou como actuadores, reagindo a um estímulo induzido à estrutura monitorizada. Os princípios de funcionamento destes dispositivos, assim como as configurações micromecânicas com mais aplicação na produção dos MEMS são apresentados em Lin e Wang (2006) e em Bell et al. (2005).

Na área da engenharia civil, pode-se classificar a tecnologia utilizada nos MEMS em acelerómetros, transdutores acústicos e ultrasónicos e em extensómetros. Com a disponibilização desta tecnologia para as aplicações de engenharia civil, que por vezes envolvem grandes estruturas como por exemplo pontes, será possível e economicamente viável instalar centenas de dispositivos pela estrutura a monitorizar, dado possuírem vantagens relativamente aos sensores convencionais tais como dimensões reduzidas, robustos, duráveis, baixo consumo energético e apresentarem um custo de aquisição reduzido. O desempenho e a qualidade dos resultados obtidos por estes sensores têm sido alvo de estudos aprofundados tendo-se obtido resultados animadores, quando se efectua a comparação dos dados obtidos por estes dispositivos com os recolhidos através dos sensores convencionais.

Apesar disso, verificaram-se alguns problemas, nomeadamente o fraco desempenho a baixas frequências, onde as medições obtidas apresentam um índice de ruído superior ao verificado nos sensores convencionais e têm algumas limitações ao nível da alimentação (duração das baterias) (Lee, 2004; Sandoval, 2004). Definem-se assim alguns desafios ao desenvolvimento desta tecnologia, tais como a redução do nível de ruído, a definição de fontes de energia permanentes, o melhoramento da performance a baixas frequências e a redução da manutenção dos dispositivos.

2.7.2 Sistemas de Transmissão de Dados

Um sistema de monitorização tradicional, utilizando uma quantidade razoável de sensores, envolve a instalação de centenas de metros de cabo de transmissão de dados e um sistema de aquisição de dados multicanal, sistema que normalmente demora vários dias a instalar. No caso das monitorizações permanentes ou contínuas, o número de sensores “in situ” é normalmente reduzido, disposto pelos pontos-chave da estrutura, dado o custo associado à aquisição, instalação e funcionamento do equipamento de monitorização. O facto de serem utilizados poucos sensores limita, por sua vez, a informação acerca da estrutura o que pode assumir alguma gravidade dado que, nestas condições, pode ocorrer o colapso de um elemento estrutural sem que os dados obtidos pela monitorização, por serem limitados, tenham detectado esse risco (Farrar e Sohn, 2001).

Deste modo, o rápido desenvolvimento da Internet e o aparecimento de novas tecnologias tais como as comunicações via wireless (sem fios), baseada na rádio frequência, proporcionaram grandes desenvolvimentos neste campo de actuação.

Em Lynch et al. (2005) é apresentada uma análise comparativa entre os dados obtidos por dois sistemas de monitorização, um constituído por acelerómetros interligados por cablagem e o outro dotado de sensores wireless (sem fios), instalados na ponte Geumdang Bridge, na Coreia do Sul. As leituras obtidas mostraram que os dados obtidos pelos dois sistemas de monitorização são semelhantes, validando desta forma os resultados obtidos pelo sistema sem fios, demonstrando a enorme potencialidade do sistema sem fios na utilização em sistemas de monitorização.

Uma vez que a nova gama de sensores desenvolvidos apresentam capacidades de aquisição e processamento de dados, tendo a possibilidade de serem controlados remotamente através de grandes distâncias, promovem a monitorização de uma estrutura a partir qualquer local, via Internet, coisa impensável num passado recente.

Um exemplo prático destes sistemas é o apresentado por Arms et al. (2004) onde é realizada a apresentação da aplicação de um sistema de monitorização wireless, com possibilidade de recalibração e reprogramação à distância, numa ponte localizada nos Estados Unidos. O sistema de monitorização utilizado é constituído por sensores (acelerómetros e extensómetros) wireless, com canal de transmissão bi-direccional de modo a permitir comunicação entre o sensor e a aquisição de dados e vice-versa, e por um sistema de aquisição de dados com terminal telefónico, estabelecendo assim a conectividade entre a aquisição de dados e um PC localizado em qualquer parte do mundo (ver Figura 41).

A utilização de sistemas de monitorização recorrendo a tecnologia wireless, potencia a redução dos custos dos equipamentos, da sua instalação e posterior utilização. Promove ainda o aumento da fiabilidade da monitorização dado que utiliza redes com maior densidade de sensores. No entanto, a utilização destes sistemas

apresentam algumas limitações ao nível da computação, da comunicação, do armazenamento dos dados obtidos, bem como a capacidade de alimentação dos sensores wireless a utilizar, dado que os sensores normalmente são colocados de forma independente, tendo por isso de ser alimentados através de sistemas de bateria autónomos.



Figura 41 – Sistema de monitorização remota utilizando sensores wireless, e sistema de aquisição de dados com terminal telefónico para comunicação com posto exterior (Arms et al. , 2004)

2.7.3 Alimentação dos Sensores

Dado que a alimentação de um sensor wireless é o recurso crítico do sistema, torna-se imprescindível conceber e otimizar as redes de sensores e respectivos protocolos de comunicação a utilizar, de forma a minimizarem o consumo dos recursos disponíveis.

Este tema é abordado por Kintner-Meyer e Conant (2004) e Adams (2006), onde são apresentados alguns dos protocolos mais utilizados na monitorização remota de estruturas, realçando a sua aplicabilidade, as vantagens e desvantagens da sua aplicação e estabelecendo uma relação entre o consumo de energia e a capacidade de transmissão de dados para cada um dos protocolos analisados (ver Figura 42).

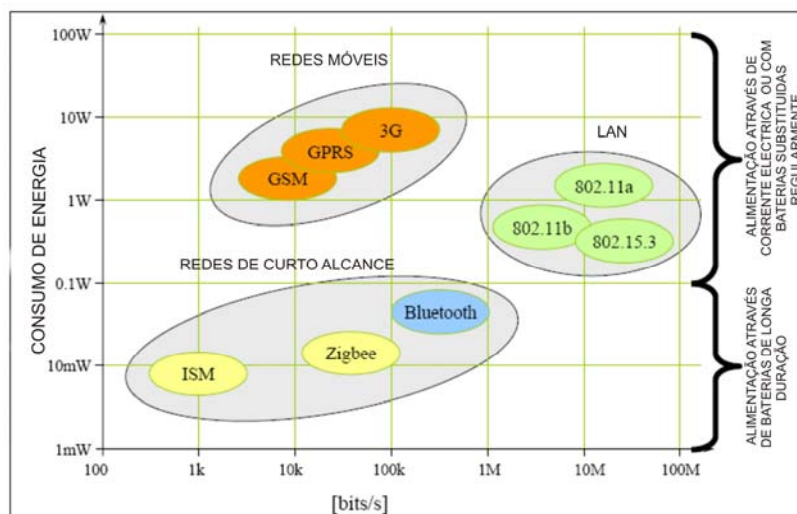


Figura 42 – Protocolos wireless utilizados na monitorização e respectivo consumo energético (Kintner-Meyer e Conant, 2004)

A escolha do protocolo a utilizar é função da arquitectura da rede de sensores a aplicar, uma vez que alguns protocolos têm limitações ao nível do número de dispositivos a conectar. Para além disso, a configuração da rede wireless de sensores, incluindo a distribuição dos sensores, os respectivos canais de comunicação entre eles e o sistema de aquisição de dados que constituem a rede, deverá ter como principais objectivos a fiabilidade do sistema a utilizar, a sua facilidade de instalação e o baixo consumo energético durante o seu funcionamento. Face ao reduzido custo e ao constante avanço tecnológico dos sensores, a investigação de novas soluções alternativas, mais eficazes e eficientes, tem permitido a adopção de redes de monitorização cada vez mais complexas que permitem, entre vários aspectos, a simplificação de processos durante a sua montagem e posterior funcionamento, a optimização do consumo dos recursos disponíveis e a fiabilidade do sistema de monitorização.

A investigação de novas soluções abrangendo o desenvolvimento de novos sensores e de novos protocolos de comunicação, através da optimização dos canais de comunicação e do consumo energético, têm como principais objectivos desenvolver sistemas cada vez mais fiáveis e com menor consumo energético, que proporcionem um maior tempo de utilização do sistema.

Um dos vários estudos disponíveis que aborda este problema é o desenvolvido por Ammari e Das (2006) que apresenta um novo protocolo de comunicação (LAMAR), que tem como principal objectivo prolongar o tempo de vida útil de um sistema de monitorização wireless tirando partido de uma rede densa de sensores. A utilização da rede densa de sensores permite criar vários canais de comunicação de dados, entre os pontos de medição e o sistema de aquisição, dada a possibilidade de poder efectuar a transmissão dos dados através do módulo de retransmissão de dados existente nos sensores (ver Figura 43).

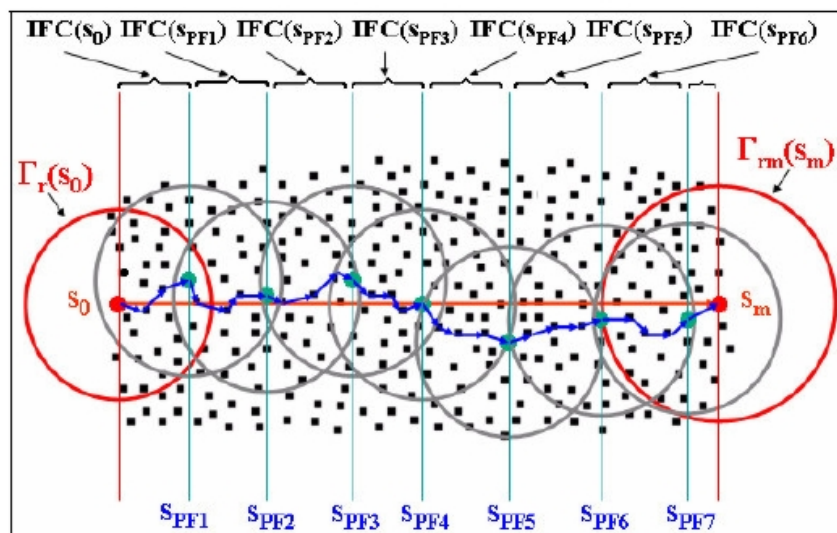


Figura 43 – Canal de transmissão de dados definido numa rede densa de sensores (Ammari e Das, 2006)

Esta disseminação, para além de aumentar a fiabilidade do sistema devido à pluralidade de canais de comunicação disponíveis, o que elimina a possibilidade de haver uma interrupção na transmissão de dados devido a uma avaria no sistema, diminui

ainda o consumo de energia relativamente aos sistemas correntes aumentando o tempo de vida útil do sistema.

Outros estudos desenvolvidos por Hempstead et al. (2005) e por Ammar et al. (2005) apresentam os recentes desenvolvimentos na redução do consumo de energia e na concepção de um microsistema para redes de monitorização wireless, capaz de gerar e armazenar energia, tornando-se assim praticamente auto-suficiente. As tentativas actuais incluem a constituição genérica de um microsistema, contendo fundamentalmente um microprocessador de baixo consumo energético que gere várias funcionalidades como os sensores de monitorização, o armazenamento de informação e o módulo de transmissão de dados, um gerador de energia, um controlador da energia disponível no microsistema e um sistema de acumulador de energia (baterias recarregáveis) (ver Figura 44).

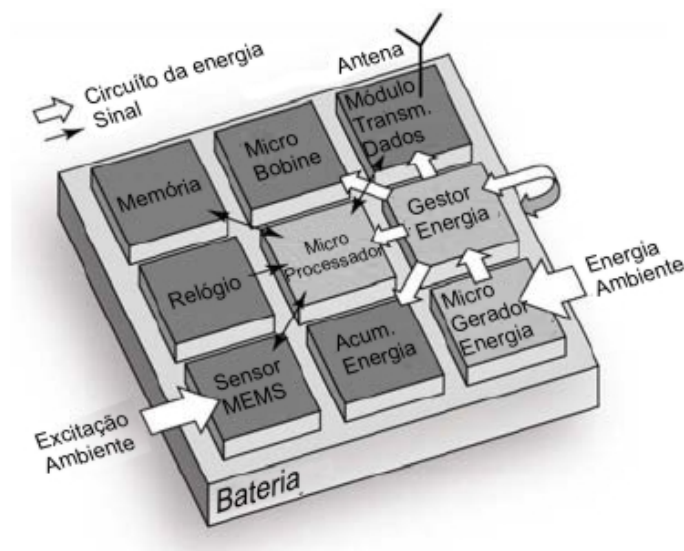


Figura 44 – Esquema de um microsistema com tecnologia wireless apresentado por Ammar et al. (2005)

A concepção tecnológica deste microsistema assenta basicamente na adopção de uma arquitectura de circuitos utilizando a tecnologia assíncrona (Sparso e Furber, 2006), o que permite entre outras vantagens obter um decréscimo no consumo energético do microsistema, e na adopção de um sistema gerador de energia a partir das vibrações impostas ao corpo do microsistema.

Apesar de existirem diversos mecanismos capazes de produzirem a sua própria energia como por exemplo os de indução electromagnética, os electrostáticos e os piezoeléctricos, neste estudo foi aplicado material piezoeléctrico, dada a sua capacidade para produzir energia e a relativa facilidade de aplicação na tecnologia de produção dos microsistemas (Ammar et al., 2005).

O princípio de funcionamento do sistema gerador de energia é semelhante ao utilizado nos acelerómetros MEMS. O sistema é constituído por uma massa sísmica de silicone encastrada no corpo do microsistema, tendo ainda uma camada de material piezoeléctrico (nitreto de alumínio-AlN) colocada na parte superior de forma a interligar o corpo do microsistema e a massa (ver Figura 45).

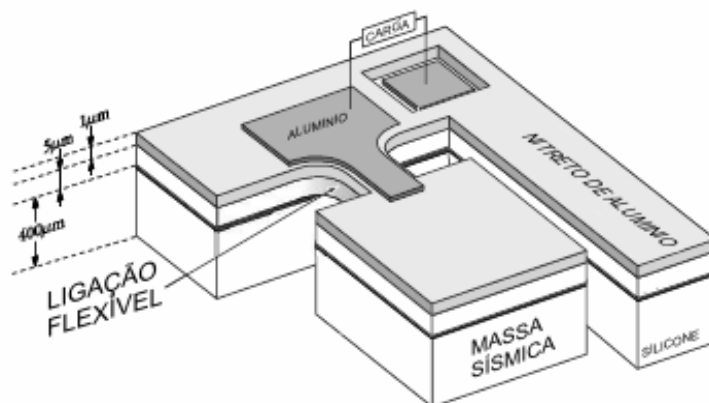


Figura 45 – Esquema de um microgerador de energia piezoelétrico (Ammar et al., 2005)

Quando excitada, a massa sísmica entra em vibração introduzindo um estado de tensão na camada de nitreto de alumínio, devido aos alongamentos provocados pela flexão da peça onde está acoplada a massa sísmica. Em consequência disto, face às características piezoelétricas deste material, a deformação da camada de nitreto de alumínio origina a criação de cargas eléctricas que são recolhidas pelos eléctrodos metálicos e encaminhadas para o sistema acumulador de energia (baterias).

Assim, consegue-se aumentar o tempo de vida útil do sistema de monitorização com este tipo de sensor, graças à produção e à optimização do consumo de energia a utilizar pelo sistema, reduzindo a manutenção associada, por exemplo, à substituição periódica da pilha que fornece energia ao sistema.

2.7.4 Sistemas Inteligentes

Da pesquisa e desenvolvimento de novos materiais e de novos dispositivos no campo da Engenharia Civil, surgiram as estruturas inteligentes. Segundo este conceito, um sistema estrutural inteligente é aquele que, quando estimulado por um impulso exterior, é capaz de monitorizar o seu próprio estado, processar e analisar os dados obtidos e produzir a reacção ao estímulo de forma automática. O sistema é então constituído por sensores, actuadores e uma unidade central de controlo (ver Figura 46).

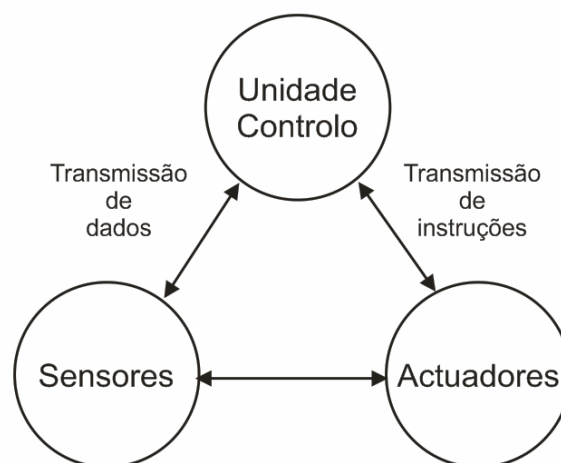


Figura 46 – Componentes de um sistema inteligente

A utilização destes sistemas demonstra potencial na optimização do funcionamento em serviço e da integridade estrutural, proporcionando um aumento do tempo de vida útil da estrutura.

A criação de sistemas inteligentes combina a aplicação de materiais convencionais, como o aço e o betão, com sensores e actuadores constituídos por materiais inteligentes.

Os materiais inteligentes mais utilizados na investigação e na utilização de sistemas inteligentes são os seguintes:

- Compósitos Piezoeléctricos: materiais com a capacidade de alterar a sua forma inicial quando sujeitos a uma carga eléctrica ou a uma variação da voltagem;
- Ligas metálicas com efeito de memória de forma (Shape Memory Alloys): ligas metálicas com a capacidade de retomar a forma inicial quando sujeitos a um processo térmico apropriado;
- Fluidos electro-reológicos e magneto-reológicos: fluidos com a capacidade de alterar a sua viscosidade, quando sujeitos a campos eléctricos e magnéticos respectivamente, podendo passar do estado sólido ao líquido e vice-versa;
- Polímeros electroactivos: polímeros que quando sujeitos a uma excitação eléctrica alteram significativamente o seu tamanho e a sua forma.

Ao longo das últimas décadas, têm sido desenvolvidos novas soluções utilizando estes materiais na concepção de novos sistemas estruturais inteligentes. Os resultados obtidos são promissores e indiciam um vasto leque de soluções de aplicação destes dispositivos. De seguida, são apresentados alguns exemplos de investigações desenvolvidas com o objectivo de estudar o comportamento de sistemas estruturais inteligentes constituídos por alguns dos materiais acima referidos.

A utilização de materiais piezoelectricos no controlo de vibrações em estruturas de Engenharia Civil é estudada por Song et al. (2006), onde são efectuados ensaios com estes materiais em vários sistemas estruturais tais como vigas, treliças, sistemas estruturais e pontes atirantadas. Park et al. (2006) apresenta a utilização de sensores piezoeléctricos em sistemas de monitorização estrutural. Song et al. (2006) realiza uma descrição de alguns sistemas constituídos por ligas metálicas com efeito de memória de forma, com aplicação em estruturas de engenharia civil. Heinonen et al. (2007) também estuda a aplicação destas ligas, apresentado um sistema inteligente onde é realizado o controlo da rigidez da estrutura. O controlo da rigidez é conseguido através da alteração das condições de apoio da base do sistema, com a utilização de actuadores realizados com ligas metálicas com efeito de memória de forma. Em Dykey et al. (1998) encontra-se um estudo sobre a utilização de fluidos inteligentes, traduzido num sistema semiactivo constituído por amortecedores magneto-reológicos para o controlo de vibrações em edifícios. Nagarajaiah e Sahasrabudhe (2006) desenvolveram um sistema inteligente de rigidez variável para o amortecimento dos deslocamentos laterais da base do edifício, provocados pela vibração. Como resultado dos estudos experimentais realizados no sistema concebido, conseguiu verificar a redução da amplitude dos movimentos laterais da base do edifício, mantendo a eficiência no amortecimento das vibrações.

Para além das funções de controlo e melhoramento do comportamento estrutural, alguns estudos demonstram ainda a capacidade auto curativa destes sistemas, efectuando a colmatação automática da fissuração detectada na estrutura. Song et al. (2006) apresenta o desenvolvimento de um sistema inteligente, constituído por ligas metálicas com efeito de memória de forma e elementos piezocerâmicos, capaz de detectar e fechar fissuras detectadas na estrutura. Em Yin et al. (2007) é apresentado um estudo sobre a capacidade auto curativa de um material compósito, incorporando microcápsulas de material epóxico que se quebram na presença de fissuração, libertando o material de reacção que sela a fissura. Dentro desta área, a investigação para o desenvolvimento de novos materiais continua. Em Kang et al. (2006) e Wilson et al. (2007) são apresentados alguns estudos sobre o desenvolvimento e aplicação de novos materiais em sistemas inteligentes.

2.8 Conclusões

Neste capítulo, foi realizada uma revisão ao estado de arte dos sistemas de monitorização disponíveis para aplicação em estruturas.

Partindo das necessidades que motivam a implementação de um sistema de monitorização numa dada estrutura, foram identificados os objectivos a serem atingidos pela monitorização. Foram também abordados os requisitos essenciais para a definição e utilização de um sistema de monitorização, que envolvem genericamente a selecção das grandezas a serem monitorizadas, a definição dos seus valores limite e a selecção dos sensores de medição.

Depois da definição dos objectivos e requisitos de monitorização, foram apresentados vários dispositivos de monitorização existentes no mercado para a monitorização estática e dinâmica de estruturas.

Nos sistemas de aquisição de dados, foram apresentados os principais aspectos a considerar na selecção destes sistemas, nomeadamente os relacionados com a quantidade e tipo de informação a adquirir, com a alimentação e com o meio de transmissão de dados a utilizar (com ou sem fios).

Relativamente aos sensores, foram apresentados sensores para a monitorização estática e dinâmica de estruturas. Na monitorização dinâmica foram apenas abordados os acelerómetros.

Na parte final do capítulo, foi realizada uma abordagem aos avanços tecnológicos recentes no campo dos sistemas de monitorização, apresentando algumas soluções e materiais inteligentes emergentes.

Capítulo 3

Monitorização Estática do Túnel do Rossio

3.1 Introdução

Neste capítulo será apresentada a intervenção de reabilitação e reforço do túnel do Rossio, dado tratar-se de um caso prático de aplicação de alguns dos sistemas de monitorização abordados no capítulo anterior.

O túnel do Rossio (ver Figura 47) é uma infra-estrutura ferroviária de grande importância para a área metropolitana de Lisboa, uma vez que milhares de utentes usam a linha de Sintra diariamente para chegar ao centro de Lisboa.



Figura 47 – Perspectiva da boca de entrada do túnel do Rossio (Campolide)

Encerrado à circulação ferroviária deste Outubro de 2004, devido ao estado de degradação que colocava em causa a segurança das composições e dos seus utentes, deu-se início ao processo de reabilitação desta importante infra-estrutura em Julho de 2005. Após vários problemas ocorridos durante a realização da empreitada, que inclusive resultaram na substituição do consórcio construtor, prevê-se que a conclusão dos trabalhos e consequente abertura à circulação ocorra no primeiro trimestre de 2008.

Tratando-se de uma empreitada de reabilitação complexa e de grande sensibilidade para a estrutura actual do túnel e para as habitações localizadas sobre o traçado, existe a necessidade de monitorizar permanentemente todos os trabalhos em curso.

O autor colaborou com o consórcio inicial (Teixeira Duarte S.A / Epos Lda.) e com a Refer no rastreio patológico das habitações localizadas sobre o traçado do túnel, tendo estas entidades gentilmente cedido toda a informação necessária para o desenvolvimento deste capítulo.

Serão assim apresentados neste capítulo aspectos relacionados com o túnel do Rossio e a sua reabilitação, abrangendo os seguintes pontos:

- a) Breve revisão histórica;
- b) Reabilitação do túnel;
- c) Plano de monitorização aplicada na empreitada de reabilitação;
- d) Análise dos resultados obtidos na monitorização da empreitada;
- e) Sistema de monitorização permanente a implementar no túnel.

3.2 Breve Revisão Histórica

A construção do túnel do Rossio teve início no ano de 1887, tendo sido concluído cerca de 3 anos depois em 1890 (ver Figura 48), com inauguração oficial no dia 11 de Junho de 1890.

A viagem inaugural foi realizada com uma locomotiva a vapor, alimentada a hulha, tendo demorado cerca de 27 minutos a percorrer os 2.600 m do percurso a uma velocidade média de 6 km por hora.

Esta infra-estrutura, constituída pela estação e pelo túnel do Rossio, foi considerada na época a maior obra da engenharia portuguesa do século XIX.



Figura 48 – Construção do túnel e da estação do Rossio em 1887: (a) vista do interior do túnel, junto à boca de saída da gare; (b) construção da gare de comboios da estação do Rossio (Refer)

O túnel desenvolve-se segundo um alinhamento recto e efectua a ligação entre as estações de Campolide e do Rossio, vencendo um desnível existente entre as duas estações de cerca de 24 m.

O traçado do Túnel do Rossio intercepta um maciço de natureza sedimentar com características distintas. Entre a estação de Campolide e aproximadamente o km 0.900 o túnel desenvolve-se em maciço de características rochosas de idade Cretácica, de natureza calcária e margosa, corresponde igualmente à zona de maior recobrimento. A partir do km 0.900 o túnel passa a desenvolver-se em terrenos de idade Miocénica constituídos por argilas, areolas e areias com pequenas intercalações calcárias, com características mecânicas mais próximas de um maciço terroso, corresponde à zona de menor recobrimento.

O perfil transversal do túnel é constituído por uma abóbada circular de 4 m de raio, apoiada sobre fundações com 2 m de altura, e foi praticamente todo escavado em rocha calcária, razão pela qual grande parte da extensão das paredes à vista do túnel são apenas um revestimento.

Como revestimento da galeria foram utilizadas alvenaria de tijolo maciço na abóbada e alvenaria de tijolo ou de pedra nos hasteais, com espessuras médias de 0.80 m.

Nos locais onde o solo apresenta pior qualidade, a soleira do túnel foi construída com uma abóbada invertida de alvenaria de tijolo, com reforços realizados por anéis de betão intervalados de 3 m.

Durante a sua utilização, o túnel foi sofrendo efeitos de degradação, tendo sido submetido a trabalhos de conservação e manutenção, conforme a cronologia de intervenções existente no histórico da Refer (Refer, 2007), apresentada na Tabela 2.

Tabela 2 – Histórico de intervenções no túnel do rossio (Refer, 2007)

PRINCIPAIS INTERVENÇÕES NO TÚNEL DO ROSSIO	
ANO	INTERVENÇÃO
1952	Construção de uma soleira de betão.
1955	Rebaixamento da plataforma para electrificação da linha.
1967	Construção de novo dreno para rebaixamento das águas ao nível da plataforma.
1979	Início das campanhas de observação e monitorização, através da verificação das convergências, realizadas pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).
1983	Reforço hasteal esquerdo, ao km 0.900 (distância considerada a partir da estação do Rossio), com aplicação de ancoragens.
1987	Reforço hasteal direito, ao km 0.900, com aplicação de ancoragens.
1990	Reforço hasteal direito, ao km 0.900.
1991	Reparação de dois troços experimentais entre os km 0.220 \ 0.420 e os km 0.780 m \ 0.980 m, relativos a trabalhos de impermeabilização da abóbada do túnel e à execução da soleira em betão.
1993\1995	Impermeabilização e reforço de várias zonas distribuídas por toda a extensão do túnel.
2001	Trabalhos de reforço dos hasteais, ao km 0.900, com instalação de contrafortes ancoragens, com implementação de monitorização em seis dessas ancoragens através da aplicação de células de carga.
2005	Reabilitação e reforço estrutural do túnel do Rossio.

Em Agosto de 2004, como consequência das campanhas de monitorização que vinha desenvolvendo no interior do túnel, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) emitiu um relatório técnico onde eram identificadas anomalias graves, particularmente ao km 2.020 onde, segundo os registos existentes sobre o túnel do Rossio ocorreu no ano de 1926 um abatimento no tecto.

Segundo o relatório do LNEC, esta situação agravou-se ao longo do tempo, sendo evidentes sinais de humidade e grande fluxo de argilas na plataforma da via-férrea, tornando imperativo reabilitar este troço do túnel, com uma extensão aproximada de cerca de 30 m (Refer, 2007).

Uma inspecção realizada ao túnel pelo Departamento de Túneis da Direcção de Estruturas Especiais da REFER e pelo LNEC, utilizando equipamento de laser scanner e termografia, reforçou a necessidade urgente de reabilitar esse troço. A inspecção permitiu verificar que a deformação existente na abóbada indiciava um mecanismo de

colapso por formação de rótulas plásticas, existindo assim o risco de colapso da abóbada do túnel. Pelas razões apontadas, em Outubro de 2004 o túnel foi encerrado à circulação ferroviária, pois apresentava deficientes condições de segurança, podendo colocar em risco a integridade de pessoas e bens.

3.3 Reabilitação

Após o encerramento do túnel à circulação ferroviária e a realização de um estudo pormenorizado das condicionantes do problema, foi elaborado o respectivo projecto de reabilitação. O projecto considerou a total reabilitação das zonas degradadas através do reforço estrutural, construindo uma nova secção em betão armado, mantendo a dimensão da secção de circulação existente.

A solução estrutural considerada para o reforço da secção do túnel considerou a aplicação de perfis metálicos HEB 180, projecção de betão para realização do suporte primário e realização do acabamento final da secção, recorrendo à aplicação de betão projectado com fibras com uma espessura de 0.25 m.

Uma vez que os trabalhos de reforço estrutural previstos foram definidos como intervenções de elevado risco e dificuldade, incluindo no seu desenvolvimento trabalhos de preparação e consolidação dos solos, será interessante descrever resumidamente a sua sequência:

1. Consolidação do maciço envolvente, através da aplicação de pregagens em fibra de vidro (simples no caso de solos rochosos e injectadas no caso de solos arenosos), consoante o tipo de solo existente sobre a abóbada do túnel. Após a consolidação do maciço e em função do avanço da escavação, serão aplicadas cambotas metálicas de forma a proporcionarem suporte provisório para o revestimento existente impedindo o seu colapso (ver Figura 49);



(a)



(b)

Figura 49 – Trabalhos prioritários: (a) consolidação do maciço com pregagens e (b) escoramento provisório do revestimento existente

2. Execução de enfilagens, com um comprimento médio de cerca de 12 m, no contorno exterior do suporte primário da abóbada existente. As enfilagens, que se assemelham a microestacas com disposição quase horizontal, são realizadas com o objectivo de suportar o maciço envolvente e proporcionar a escavação do suporte primário da abóbada existente. Dado tratar-se de uma operação melindrosa, a escavação será realizada em pequenos troços. Por este motivo, as

enfilagens serão efectuadas em vários segmentos, sendo executadas conforme se vai avançando com a escavação (ver Figura 50);

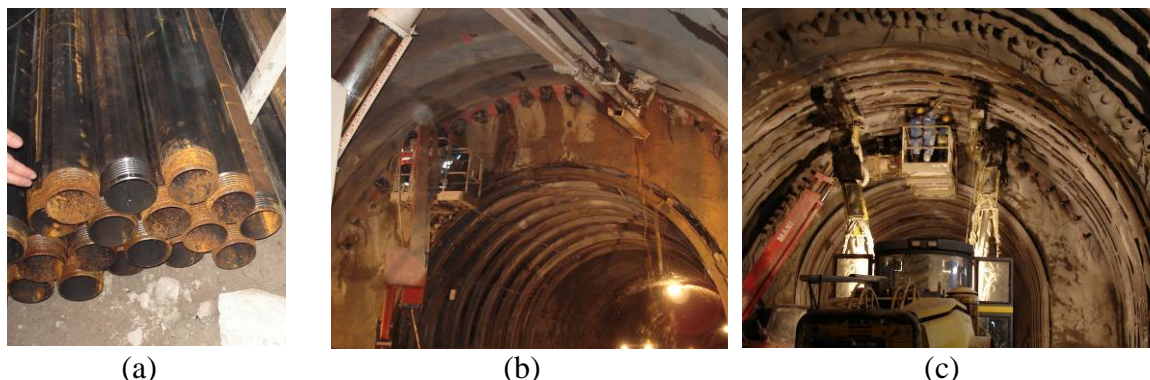


Figura 50 – Pormenorização das enfilagens: (a) tubagem metálica utilizada para o encamisamento da enfilagem; (b) exemplo de execução de furação das enfilagens e (c) exemplo de enfilagens e furação de novo nível

3. Demolição do revestimento existente e escavação do maciço envolvente pela parte inferior das enfilagens, em pequenos avanços sucessivos até se atingir a secção pretendida; Execução de microestacas auto-perfurantes injectadas, com cerca de 4 m de profundidade, de forma a permitir a criação da fundação para as cambotas do reforço a aplicar no túnel (4 estacas por cambota);
4. Colocação das cambotas previstas para o reforço do túnel em perfis metálicos com secção (HEB 180) e aplicação de betão projectado do suporte primário. O betão projectado, com a adição de fibras metálicas ou com a aplicação de malha electrosoldada, será aplicado em camadas sucessivas até ser atingida a camada desejada (ver Figura 51);



Figura 51 – Reforço estrutural: (a) colocação dos perfis metálicos HEB 180 previstos para o reforço estrutural do túnel; (b) pormenor da aplicação do betão projectado para realização do suporte primário

5. Escavação do terreno no contorno da soleira do túnel, até se atingir a cota desejada, e a realização da soleira primária do túnel, através da aplicação de betão projectado simples;

6. Colocação do sistema de impermeabilização previsto e realização do acabamento final do túnel (ver Figura 52).

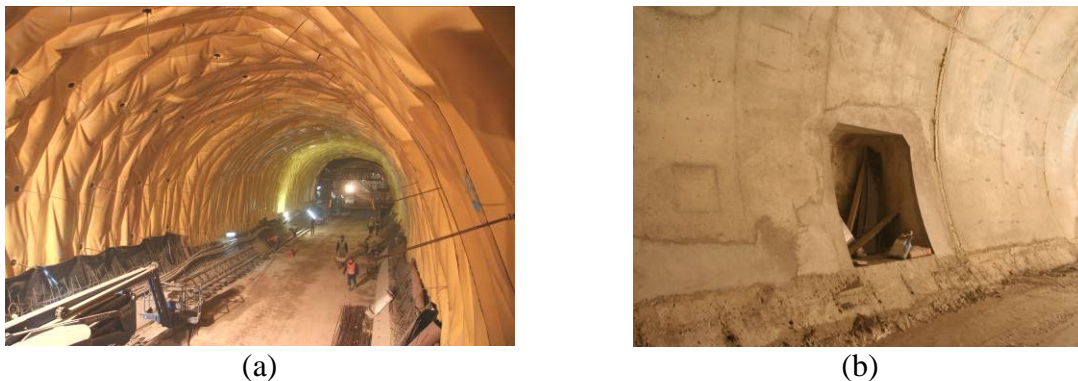


Figura 52 – Acabamento final do túnel: (a) colocação da impermeabilização do interior do túnel; (b) aspecto da nova secção de betão armado

Na Figura 53 é representada a sequência construtiva do reforço estrutural do túnel com as várias fases, sendo possível observar a forma como são executadas as enfilagens.

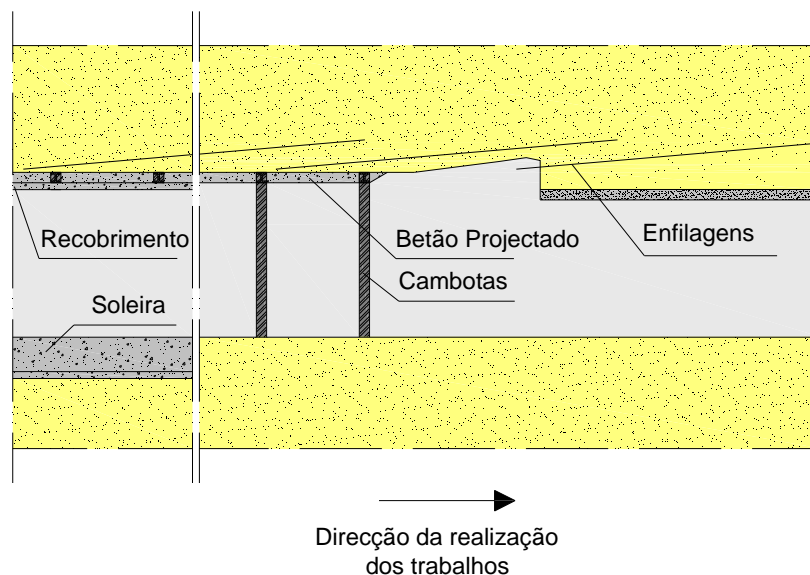


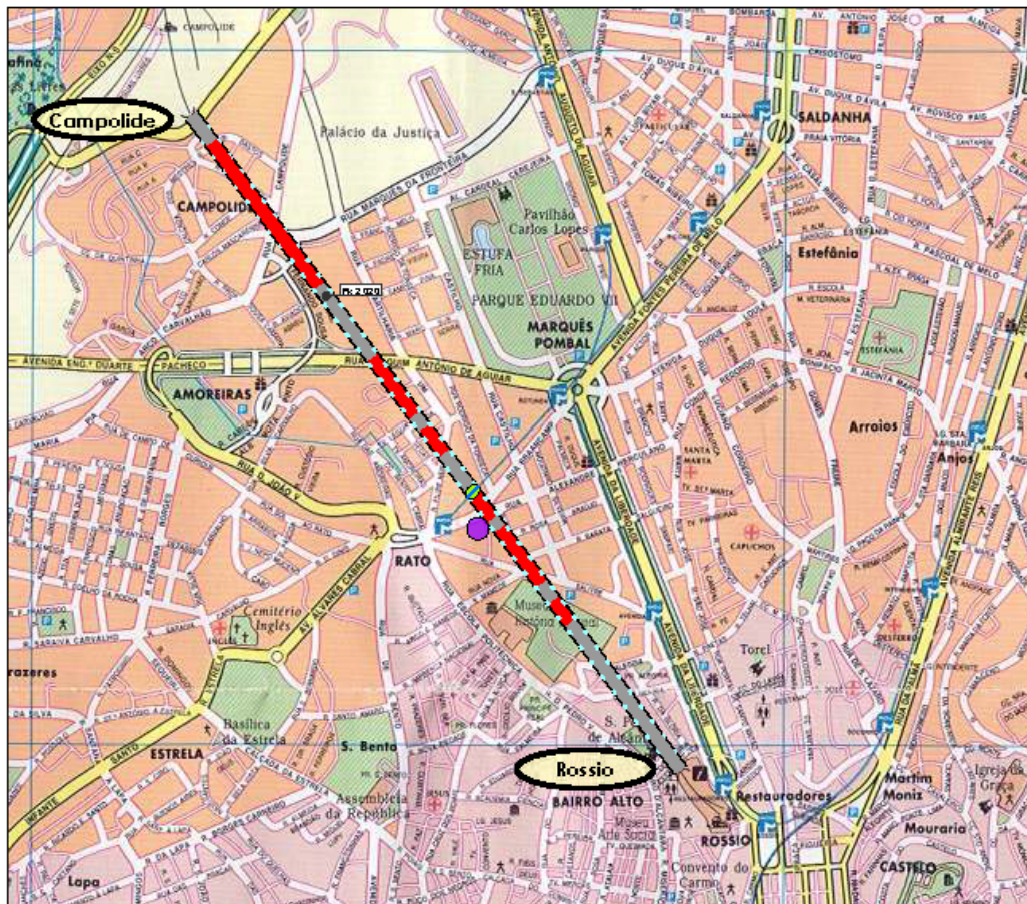
Figura 53 – Esquema longitudinal das várias fases do processo reforço do túnel

Nas zonas em bom estado de conservação, foram realizados trabalhos de beneficiação da estrutura existente. Para estes trabalhos foram previstas a limpeza geral das superfícies em elementos cerâmicos com jacto de areia húmida e água, removendo o material que se encontre solto ou desagregado, e a posterior aplicação de argamassa de revestimento, projectada sobre a base de cerâmica em várias camadas.

Esta solução, que serviu de Projecto Base, foi entretanto abandonada por se ter chegado à conclusão que a alvenaria apresentava boas características. A Refer optou

assim por limpar apenas a alvenaria, mantendo a traça do túnel nos troços de alvenaria bem conservada.

O traçado do túnel com os troços reforçados e beneficiados, e os perfis transversais dos dois tipos de secção intervencionados, são apresentados na Figura 54 e na Figura 55.



Legenda:

- Poço de escapatória para a superfície
- Zona de passagem da linha Amarela do Metropolitano
- Nichos de resguardo
- Intervenção na plataforma
- Intervenção estrutural

Figura 54 – Traçado do túnel do Rossio, com indicação dos tipos de intervenção (Refer, 2007)

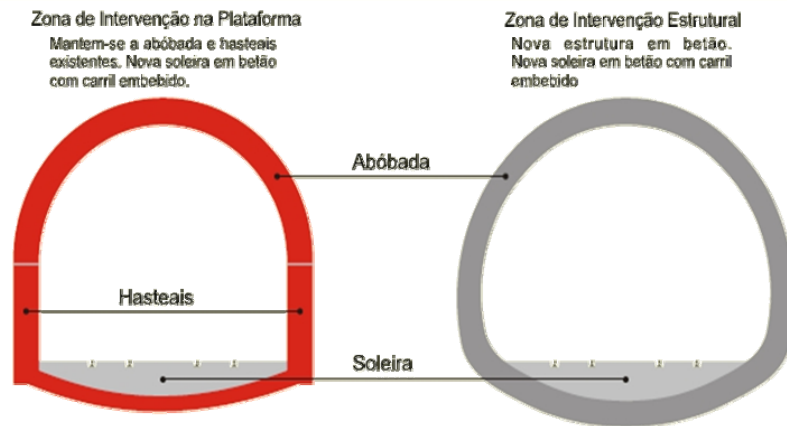


Figura 55 – Perfil transversal dos dois tipos de secção intervencionadas (Refer, 2007)

Foram ainda previstos no projecto de reabilitação e beneficiação do túnel do Rossio os seguintes trabalhos:

- a) Execução de um poço de escapatória para a superfície, sensivelmente a meio do túnel;
- b) Realização de uma plataforma contínua (soleira) com os carris embebidos;
- c) Instalação de equipamentos, nomeadamente sinalética, sistemas de ventilação e desenfumagem, sistemas de vigilância, equipamentos de protecção contra incêndios, de forma a dotar esta infra-estrutura com todos os meios necessários a garantir a sua perfeita segurança em utilização;
- d) Instalação de sistema de monitorização automático que controle o desempenho estrutural, através da verificação das convergências das secções do túnel.

3.4 Plano de Monitorização Aplicado na Empreitada de Reabilitação

O túnel do Rossio está localizado em pleno centro de Lisboa, numa zona densamente povoada e caracterizada por construções de pequeno porte, cuja estrutura resistente é, na maioria dos casos, constituída por alvenaria de pedra (construções antigas).

Os trabalhos de reabilitação previstos para o túnel possuem uma forte componente geotécnica, prevendo-se a realização de escavações do maciço do solo para a introdução do reforço estrutural preconizado para a infra-estrutura.

Sendo uma empreitada de forte cariz geotécnico, a sua execução está associada a alguns factores de risco decorrentes da natureza e qualidade do maciço e respectivo

comportamento durante a execução dos trabalhos o que, para além de colocar em risco a segurança no interior do túnel, pode introduzir perturbações nas estruturas que se encontram à superfície.

O túnel possui um recobrimento de solo desde a abóbada até à superfície algo irregular, podendo variar desde 3 m até 60 m de altura. O recobrimento tem o seu valor mínimo junto à saída para a estação do Rossio, atingindo o valor máximo na zona de Campolide. Nos locais de baixo recobrimento as intervenções assumem-se como sendo tarefas de elevado grau de complexidade e sensibilidade.

A existência destas condicionantes levou à necessidade de se adoptar um programa onde foram contabilizados e caracterizados os eventuais cenários de risco, identificando os parâmetros de controlo e sistemas de monitorização necessários ao garante da segurança da empreitada (Grid, 2007). As potencialidades da realização de uma análise de risco podem ser observadas em Longo e Gama (2003).

Para a definição dos cenários de risco, o projectista considerou as soluções construtivas adoptadas para a intervenção de reforço do túnel, nomeadamente o método de escavação a aplicar, a sequência construtiva e respectivo tempo de intervenção, o tipo de reforço a utilizar, a sua adaptabilidade à situação em estudo e o seu comportamento em serviço.

Os cenários identificados para esta empreitada incidiram basicamente na manutenção da segurança dos maciços de solo durante a execução dos trabalhos (deslizamento de maciços, sobrepressões e assentamentos excessivos), controlando as possíveis perturbações que possam ocorrer à superfície, originadas pela realização dos trabalhos no subsolo (rotura canalizações, aberturas de fendas e assentamentos diferenciais em estruturas sobre o traçado do túnel).

Depois de quantificar os cenários, foi realizada uma análise numérica para o cálculo dos deslocamentos do solo envolvente e das convergências das secções do túnel, através da modelação, ver exemplo na Figura 56. Apesar de existirem diversas limitações na definição e implementação dos métodos de cálculo, nomeadamente a existência de topografia irregular, a existência de diversos edifícios sobre o traçado e o facto de o túnel a intervencionar já se encontrar aberto, foi possível definir um valor na ordem dos 24 mm para os deslocamentos máximos nos maciços de solo (deformações).

Após a análise numérica do problema, foram definidos os parâmetros de controlo a utilizar durante a realização da empreitada, quer geotécnicos, quer de estabilidade estrutural, com especial incidência nas grandezas que permitem controlar eventuais alterações de geometria, de deformações e do estado de tensão da estrutura do túnel e dos maciços de solo envolventes, assim como das estruturas localizadas à superfície.

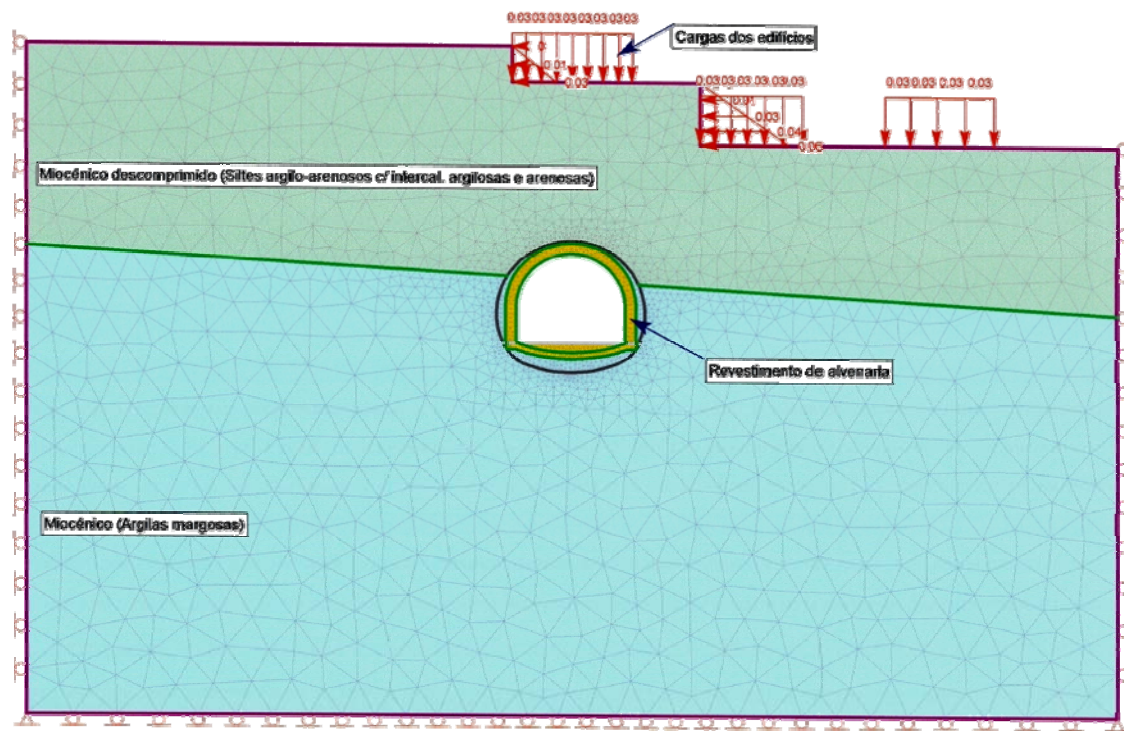


Figura 56 – Exemplo de modelação numérica do túnel

Para a monitorização dos edifícios, utilizando a relação entre a categoria de danos e os valores dos parâmetros de controlo apresentada em Rankin (1988), (ver Tabela 3) foram definidos a distorção angular máxima $\beta_{\text{máx}} = 1/400$ e o assentamento máximo admissível $S_{\text{máx}} = 15$ mm que, segundo a classificação de dano adoptada por Boone (2001) para a avaliação de dano, ver Tabela 4, corresponde a uma situação considerada com sendo dano ligeiro.

Tabela 3 – Relação entre a categoria de dano e os parâmetros de controlo (Rankin, 1988)

CATEGORIA DO DANO	NÍVEL DO DANO	PARÂMETRO DE CONTROLO	
		$\beta_{\text{máx}}$	$S_{\text{máx}}$
1 (estético)	Muito ligeiro	$<1/500$	<10
2 (estético)	Ligeiro	$<1/500 - 1/200$	10 – 50
3 (funcional)	Moderado	$1/200 - 1/50$	50 - 75
4 (estrutural)	Severo	$>1/50$	>75

Tabela 4 – Classificação de risco de dano para estruturas em alvenaria (Boone, 2001)

CATEGORIA DE RISCO	TIPO DE DANO	DESCRIÇÃO DO DANO E INDICAÇÃO DO TIPO DE REPARAÇÕES	ABERTURA APROXIMADA FISSURAS (mm)	LIMITE PARA O DANO ARQUITECTÓNICO (*)	PARÂMETRO DE CONTROLO ϵ_{lim} (%)
0 (estético)	Irrelevante (não visível)	Pequenas fissuras muito finas e insignificantes, que podem ser descuidadas.	< 0,1		0 – 0,05
1 (estético)	Muito ligeiro	Eventuais fissuras isoladas no interior da edificação. As fissuras na alvenaria de pedra (ou de tijolo) no exterior da edificação só podem ser percebidas através de uma inspecção muito cuidadosa. Fissuras ligeiras fáceis de remover com pintura.	< 1,0	Paredes rebocadas: 0,4 mm Paredes em bruto (de betão, pedra ou tijolo): 0,8 mm	0,05 – 0,075
2 (estético)	Ligeiro	Muitas fissuras no interior da edificação. As fissuras são visíveis também no exterior. Portas e janelas podem apresentar dificuldades em ser movimentadas. Fissuras fáceis de tapar. A edificação poderá precisar de ser pintada. Algumas reparações para tapar pequenas rachadelas podem ser necessárias para garantir a impermeabilidade da estrutura.	< 5,0	Juntas dos revestimentos cerâmicos dos soalhos: 1,6 mm	0,075 – 0,15
3 (estético / funcional)	Médio	Danos em portas e janelas. Danos ligados à infiltração de humidade. A tubagem pode ser danificada. As rachas necessitam de intervenções onerosas efectuadas por pedreiros para a sua remoção. Pode ser preciso argamassar a alvenaria exterior em alguns pontos. No caso da alvenaria de tijolo, pode ser necessário substituir tijolos.	5,0 – 15,0 (ou número de rachas >3)		0,15 – 0,30
4 (funcional)	Elevado	Distorção das caixilharias. Ondulações dos soalhos. Ondas e enbarrigamentos das paredes. Alguma perda da capacidade portante das vigas. Tubagem danificada e não utilizável. Muitas reparações são necessárias para remover e reconstruir fracções de paredes, nomeadamente em volta de portas e janelas.	15,0 – 25,0 em função do número de rachas		>0.30
5 (estrutural)	Muito elevado	Perda notável da capacidade portante das vigas. Paredes deformadas e instáveis. Janelas deformadas e partidas. Perigo de instabilidade das estruturas. Reparações notáveis que requerem uma reconstrução parcial e às vezes total da edificação.	> 25,0 em função do número de rachas		

(*) Em termos de abertura de fissuras

Após definição dos parâmetros de controlo, o projectista seleccionou a monitorização a implementar na empreitada de reabilitação do túnel. No interior da infra-estrutura, a instrumentação foi aplicada em toda a sua extensão enquanto que à superfície a mesma apenas foi aplicada entre a estação do Rossio e o Largo do Rato (até ao km 1.250). No troço entre o Largo do Rato e Campolide o projectista não definiu

qualquer instrumentação, por considerar que nesta zona os trabalhos de reabilitação do túnel não têm impacto à superfície, face aos valores significativos do recobrimento (entre 25 e 60 m) e à melhor qualidade do maciço de solo (ver Figura 57).

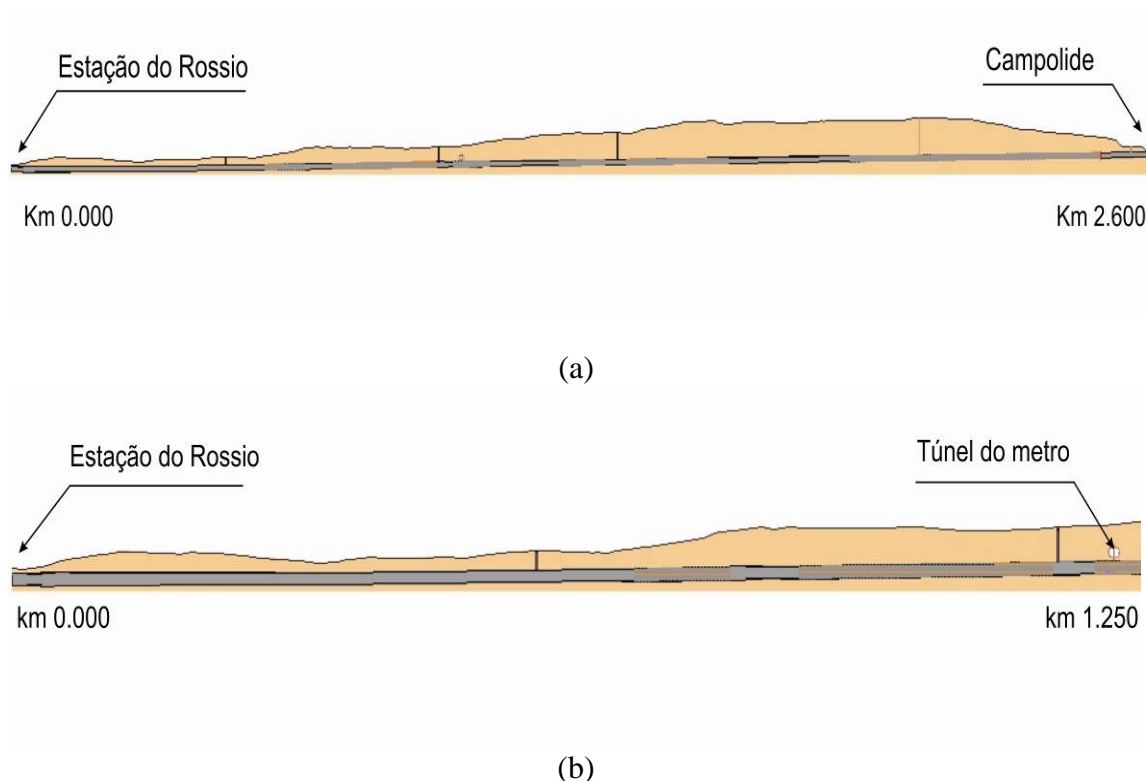


Figura 57 – Perfil longitudinal do túnel: (a) perfil completo; (b) perfil do troço monitorizado à superfície

O plano de monitorização utilizado na empreitada não considerou a possibilidade de automatizar a recolha das leituras dos dispositivos aplicados.

A automatização da recolha de leituras apenas foi utilizada na instalação de electróníveis, que foram instalados nas edificações à superfície em situação de maior risco, para verificação da segurança estrutural. Atendendo à dimensão da empreitada, à dificuldade de automatização de alguns dos dispositivos considerados no sistema de monitorização e à complexidade inerente aos trabalhos de reabilitação, optou-se por constituir uma equipa de técnicos especializados em monitorização, apoiados por duas equipas de topógrafos, em permanência no local da empreitada para o acompanhamento dos trabalhos e a verificação “in situ” de eventuais problemas que possam ocorrer.

Considerando o planeamento e a sequência dos trabalhos no interior do túnel, de cada vez que se abriu uma nova frente de trabalho de intervenção estrutural, iniciaram-se as campanhas de monitorização desse novo local em intervenção. A periodicidade das campanhas de recolha das leituras de todos os dispositivos aplicados nessa localização foi definida através da aplicação dos critérios constantes na Tabela 5, salvo situações consideradas como sendo especiais, onde as necessidades de monitorização foram estudadas caso a caso.

Tabela 5 – Critérios de periodicidade para a recolha de leituras do sistema de monitorização

CRITÉRIO LEITURA	MONITORIZAÇÃO	PERIODICIDADE
Durante a realização dos trabalhos	Leituras na periferia das zonas com actividade de escavação (definidas distâncias mínimas de 50 metros)	Diária
↓		
Após conclusão dos trabalhos, quando se verificar uma tendência para a estabilização.	Recolha de leituras na periferia das zonas intervencionadas	Bisemanal
↓		
Na ausência de trabalhos nas proximidades, quando se verificar uma forte tendência para a estabilização	Recolha de leituras na periferia das zonas intervencionadas.	Semanal
↓		
Na ausência de trabalhos nas proximidades, quando se verificar a estabilização dos valores obtidos pelas leituras.	Recolha de leituras na periferia das zonas intervencionadas até à conclusão dos trabalhos de revestimento final do túnel	Mensal

As leituras obtidas nas campanhas de monitorização foram analisadas, compiladas, convertidas para a forma gráfica e arquivadas numa base de dados, acessível através da Internet. A informação final, devidamente organizada, representa uma forma simples e célere de analisar e avaliar o comportamento de qualquer dos elementos monitorizados, permitindo ainda observar as variações das leituras obtidas ao longo do tempo.

3.5 Monitorização no Interior do Túnel

Um dos principais riscos da intervenção a realizar no túnel do Rossio, tal como sucede com a generalidade das empreitadas geotécnicas, está relacionado com a possibilidade de ocorrerem deformações nos maciços dos solos intervencionados, podendo provocar danos quer na estrutura do túnel, quer nas construções que se encontrem à superfície.

No seu interior, a instrumentação foi aplicada com o objectivo de controlar as convergências das secções e observar eventuais deslocamentos da abóbada do túnel. O controlo das convergências consiste na observação da distância entre dois pontos de

referência aplicados nas paredes de um túnel, e cuja alteração indica a existência de deformações na secção do túnel monitorizada (ver Figura 58).

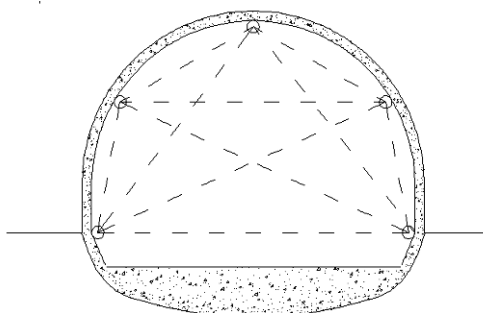


Figura 58 – Exemplo de monitorização das convergências da secção de um túnel

3.5.1 Alvos Topográficos

Para efectuar o controlo das convergências dos pontos considerados e avaliar os deslocamentos no interior do túnel, foram definidas secções de controlo e aplicados alvos topográficos (reflectores e prismáticos).

A distribuição das secções pelo traçado do túnel foi realizada respeitando os seguintes critérios: definição de secções coincidentes com as consideradas para a superfície; definição dos afastamentos entre secções em função da natureza dos trabalhos a realizar em cada troço. Desta forma, as secções foram definidas para as zonas de escavação e reforço com afastamentos de cerca de 40 m, aplicando-se cinco alvos topográficos sobre as cambotas metálicas de reforço. Nas zonas onde está previsto manter o revestimento em alvenaria, foram definidas secções com espaçamentos de 150 m, aplicando-se três alvos topográficos sobre o revestimento em alvenaria. Finalmente, nos casos onde foram aplicadas cambotas de reforço para o suporte provisório, foi definida a aplicação de três alvos topográficos. O número de secções definidas para o interior do túnel poderia, no entanto, ser aumentado em função do comportamento dos maciços de solos durante os trabalhos de escavação e reforço.

Na Figura 59 são apresentados dois exemplos de secções monitorizadas com alvos topográficos para a verificação de eventuais deslocamentos.



(a)



(b)

Figura 59 – Monitorização das convergências e dos deslocamentos (círculos) utilizando equipamento topográfico: (a) suporte primário; (b) suporte provisório

A monitorização das convergências das secções e de eventuais deslocamentos da abóbada do túnel foi realizada através da recolha de leituras dos alvos reflectores, utilizando equipamento topográfico (estação total TCA2003 da Leica, com Auto Target Recognition (ATR), em aquisição contínua), posicionado nas diversas bases definidas no interior do túnel (Ver Figura 59b).

3.5.2 Extensómetros de Corda Vibrante (Strain Gauges)

De forma a avaliar a evolução das forças transmitidas às cambotas de reforço e verificar se os valores obtidos estão de acordo com os considerados no projecto de reforço, foram utilizados extensómetros de corda vibrante (Strain gauges). Estes sensores foram instalados em 6 cambotas do suporte primário (dois sensores por hasteal), localizados junto à base das cambotas e fixos através de suportes metálicos soldados à cambota (ver Figura 60). As leituras destes dispositivos foram realizadas utilizando um equipamento de leitura portátil, e os dados obtidos foram arquivados para posterior tratamento em gabinete.

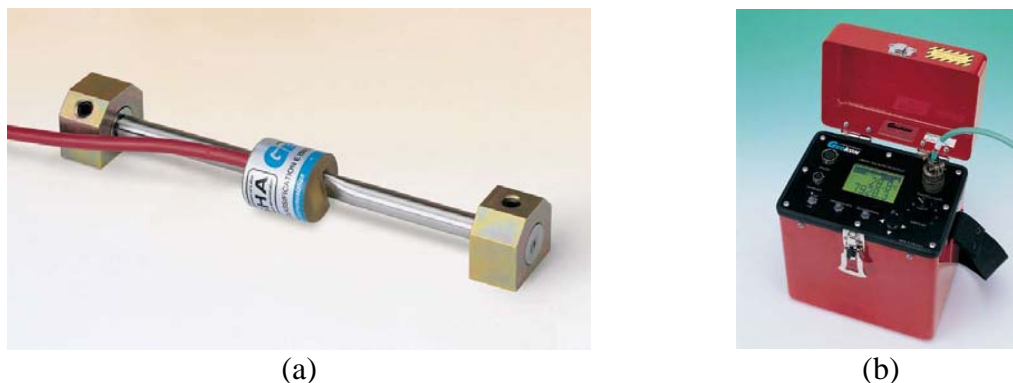


Figura 60 – Extensómetros de corda vibrante: (a) exemplo de extensómetro aplicado nas cambotas metálicas de reforço; (b) equipamento portátil utilizado para obter as leituras durante as campanhas de monitorização (www.geokon.com)

3.6 Monitorização à Superfície

3.6.1 Monitorização do Solo

O comportamento do solo foi controlado a partir da superfície, através da colocação de diversos sensores para monitorizar os deslocamentos verticais e horizontais do maciço e o posicionamento do nível freático. Estes parâmetros foram considerados importantes para o controlo do comportamento do solo envolvente ao túnel do Rossio.

Para a monitorização de eventuais assentamentos e consequentes deslocamentos à superfície do terreno foram definidas sete secções de referência, com localização coincidente com as definidas para o interior do túnel e alinhamentos transversais ao eixo do túnel, onde foram aplicados os sensores (ver Figura 61).

alvo prismático existente na mira de *invar* de 2m, colocada sobre a cabeça de cada marca de referência da secção monitorizada.

3.6.1.2. *Extensómetros de Barra*

Para a observação de eventuais deslocamentos verticais no interior do maciço de solo foram aplicados cinco extensómetros de barra, dois simples e três duplos (com extensómetros de diferentes comprimentos para permitir o controlo a diferentes níveis). Os extensómetros considerados são constituídos por barras de inox, protegidos por bainhas de PVC e equipados com ancoras tipo *Packer* e cabeça de leitura em inox (ver Figura 63).

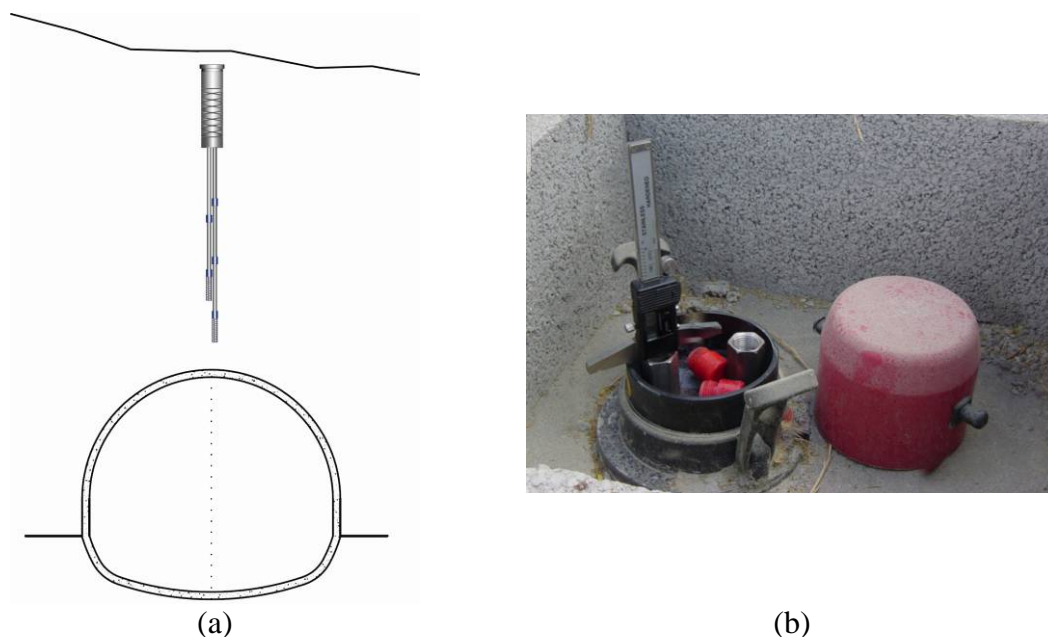


Figura 63 – Extensómetros de barra: (a) esquema de instalação dos extensómetros de barra e (b) pormenor de cabeça de extensómetro duplo, com utilização de comparador digital para leitura dos deslocamentos

Os locais de aplicação dos extensómetros são coincidentes com o eixo do túnel e a selecção entre a aplicação de extensómetros simples ou duplos foi efectuada em função da espessura do recobrimento de solo ser superior a 4 ou 6 m, respectivamente.

As campanhas de monitorização dos extensómetros foram conseguidas através da medição do espaçamento existente entre a cabeça da vara e a cabeça do extensómetro colocada à superfície. Caso existam variações desta distância, pode-se estar perante movimentos verticais no maciço monitorizado.

3.6.1.3. *Inclinómetros*

Para a monitorização dos deslocamentos horizontais no interior do maciço, foram instaladas oito calhas inclinométricas do tipo ABS, com diâmetro de 75mm, nos locais preconizados pelo projectista. As calhas foram colocadas num plano paralelo ao eixo do túnel, de forma a permitirem a detecção de eventuais deslocamentos horizontais

do maciço de solo durante os trabalhos de escavação, tendo um desenvolvimento que se prolonga até cerca de 3 m abaixo da cota da soleira do túnel.

As campanhas de monitorização foram realizadas utilizando um equipamento portátil de leitura e uma sonda inclinométrica bi-axial. As alterações à verticalidade da calha inclinométrica são obtidas pela introdução da sonda na calha e leitura da inclinação (rotação), entre o eixo da sonda e a vertical, em vários pontos de diferente cota (ver Figura 64). O deslocamento horizontal é posteriormente determinado a partir da rotação obtida (ver Figura 64d).

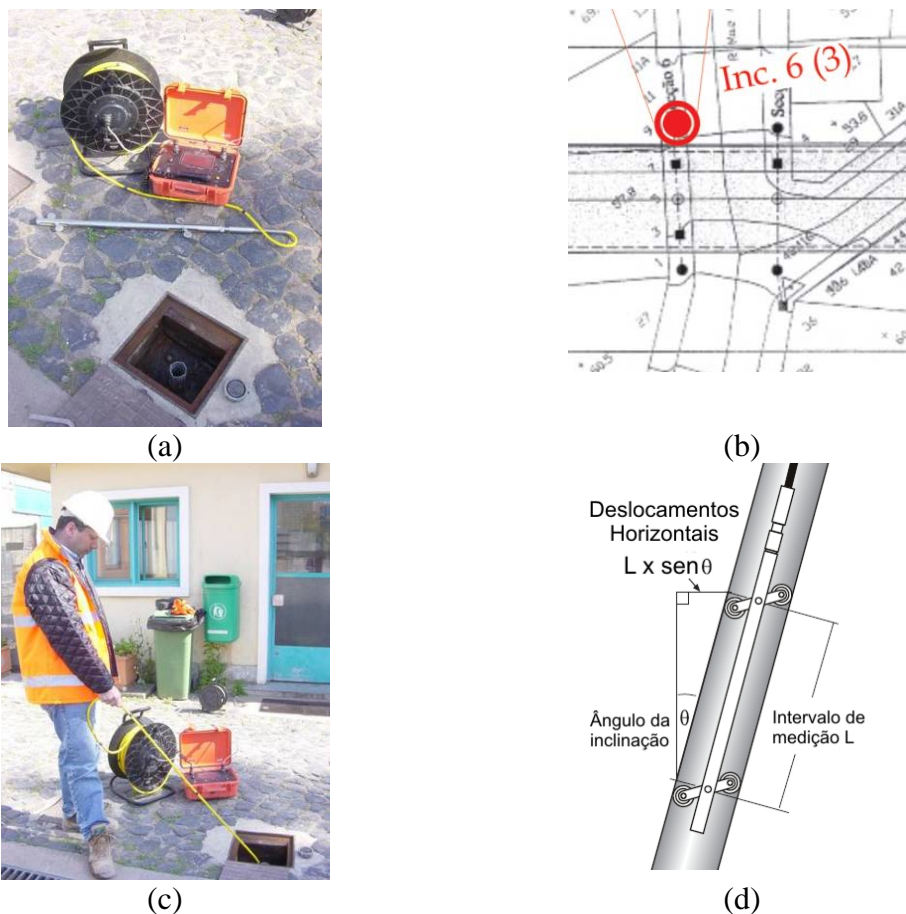


Figura 64 – Inclinómetros: (a) calha e respectiva sonda inclinométrica de leitura; (b) exemplo de localização de um inclinómetro; (c) campanha de monitorização com recolha das leituras e (d) representação esquemática da obtenção dos deslocamentos horizontais no solo monitorizado

3.6.1.4. Piezómetros

Outro parâmetro a monitorizar, com extrema relevância para a monitorização de eventuais deslocamentos dos solos, é a localização do nível freático no maciço de solo. Com o rebaixamento do nível freático, podem ocorrer assentamentos ao longo do tempo. Esses assentamentos têm a sua origem na diminuição das tensões neutras no solo (motivada pela diminuição da água no solo) e posterior consolidação do solo sob acção das cargas existentes à superfície (por exemplo edifícios). Estão ainda relacionados com

o transporte, por parte da água do subsolo, das partículas finas do solo e posterior ajuste das partículas grossas.

Para monitorizar o posicionamento do nível freático e os respectivos efeitos à superfície, foram instalados piezómetros de câmara de admissão dupla (filtros), com diferentes alturas, dada a natureza dos maciços de solo com intercalações de níveis permeáveis (arenitos) e impermeáveis (argilosos). Os níveis definidos para a instalação das câmaras de admissão, situaram-se junto à rasante do túnel (nível inferior) e junto à cota do fecho da abóbada (nível superior).

Na Figura 65 apresenta-se um dos piezómetros instalados à superfície e a representação esquemática da sua localização face ao traçado do túnel.

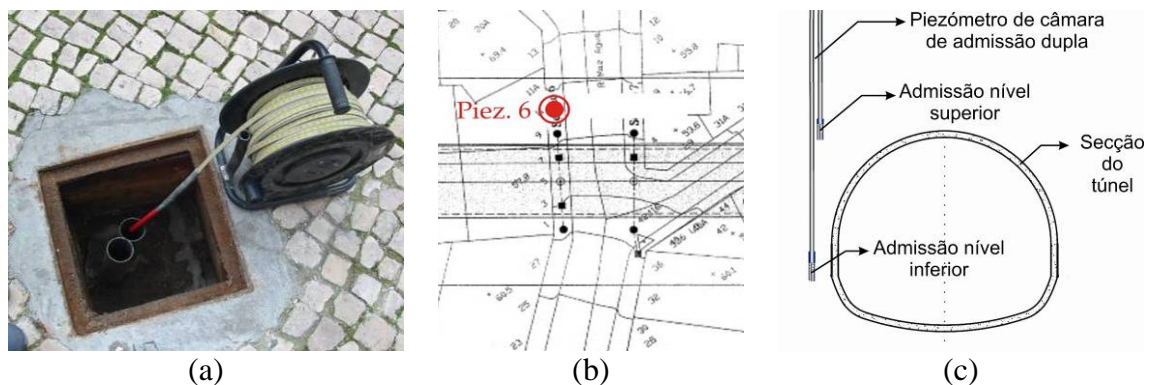


Figura 65 – Piezómetros: (a) exemplo de piezómetro de câmara dupla e sonda de medição do nível freático; (b) localização do piezómetro e (c) representação esquemática dos níveis de medição considerados

A verificação do nível freático de um piezómetro foi realizada introduzindo no tubo do piezómetro a sonda de medição, que nos dá indicação sobre a altura da água existente no piezómetro.

3.6.2 Monitorização dos Edifícios

Dado existir a possibilidade de ocorrer dano nas construções, foi definida uma metodologia para a avaliação de danos e foram adoptadas medidas de minimização do impacto dos trabalhos de reabilitação do túnel à superfície, que incluem as seguintes etapas:

- Definição da banda de intervenção da empreitada, onde se considera que as estruturas localizadas dentro deste perímetro poderão sofrer danos resultantes das intervenções de escavação. A banda definida considerou a área delimitada por duas linhas paralelas ao eixo do túnel, com uma distância mínima de 10 m relativamente aos hasteais;
- Identificação de todas as estruturas existentes dentro da banda de intervenção da empreitada;
- Execução de rastreio patológico a todas as edificações localizadas dentro da banda de intervenção;

- Instalação de equipamento de leitura nas edificações inseridas dentro da banda de intervenção para posteriores acções de monitorização;
- Monitorização das edificações identificadas, com avaliação dos eventuais assentamentos ou danos produzidos pelos trabalhos no interior do túnel;
- Adopção de medidas de prevenção/correção para minimizar o impacto dos trabalhos à superfície.

Após a identificação das edificações existentes dentro da banda de intervenção, foi realizada uma campanha de inspecção de forma a aferir com exactidão o estado patológico das construções antes do início dos trabalhos no interior do túnel.

Para além de permitir a avaliação do estado patológico, e consequentemente o grau de degradação das edificações, a inspecção realizada permitiu ainda seleccionar algumas anomalias já existentes para serem monitorizadas. Através desta monitorização, foi possível controlar estas zonas, avaliando a sua evolução e o comportamento estrutural da edificação durante o decurso dos trabalhos.

3.6.2.1. *Fissurómetros / Pinos Metálicos*

Para controlar a abertura das fissuras ao longo do tempo, foram instalados fissurómetros em acrílico, ou pinos metálicos (ver Figura 66). A dimensão e a abertura das fissuras foram os parâmetros monitorizados.



Figura 66 – Controlo de fissuração: (a) aplicação de fissurómetro em fissura; e (b) aplicação de pinos metálicos (círculos) e medição de espessura com a utilização de uma régua de fissuras graduada

As leituras aos fissurómetros foram realizadas directamente a partir do fissurómetro utilizado para o efeito enquanto que nos pinos as leituras foram obtidas através da utilização de um comparador digital, onde foi medida a distância entre os pinos metálicos aplicados (ver Figura 67).

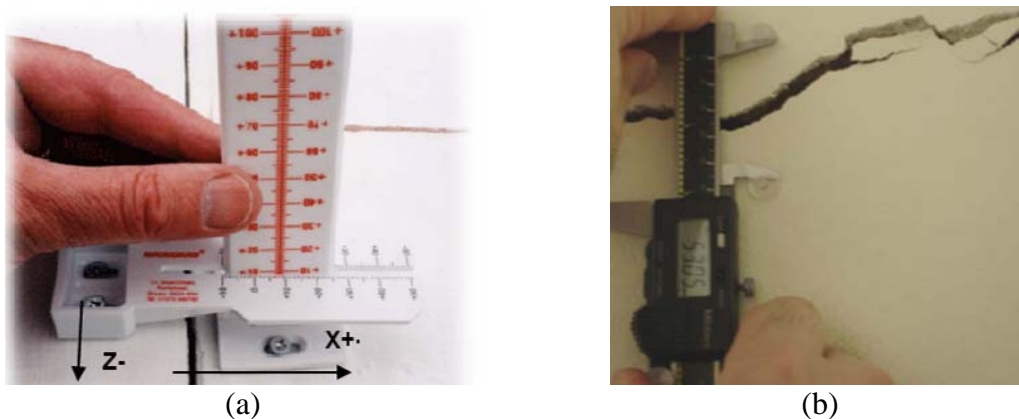


Figura 67 – Exemplo de recolha de leituras: (a) num fissurómetro biaxial; (b) em pinos metálicos com a utilização de um comparador digital

A observação das leituras obtidas por estes equipamentos, permite verificar a evolução ao longo do tempo de uma determinada fissura monitorizada desde o início, quantificando as respectivas alterações caso estas ocorram.

3.6.2.2. Alvos Topográficos

Em todas as estruturas existentes dentro da banda de intervenção, foram aplicados dois alvos topográficos reflectores fixos por prumada para o controlo de eventuais deslocamentos ou rotações que possam afectar os edifícios situados sobre o traçado do túnel.

Os alvos foram instalados nas fachadas, através da aplicação de um suporte em chapa quinada, fixada à fachada por colagem, sobre a qual é colocado o alvo. Os alvos foram aplicados segundo um plano paralelo à fachada a monitorizar, salvo no caso de os arruamentos terem larguras reduzidas, em que os alvos foram colocados segundo um plano perpendicular à fachada de forma a facilitar a recolha das leituras, durante as campanhas de monitorização. Na Figura 68 apresenta-se a instalação dos alvos topográficos e a sua distribuição pela fachada de um edifício a monitorizar.



Figura 68 – Alvos topográficos: (a) exemplo de aplicação dos alvos topográficos nas fachadas e (b) disposição dos alvos topográficos pela fachada de um edifício

A leitura dos valores para os alvos topográficos foi efectuada utilizando equipamento topográfico (estação total TCA2003), posicionado nos diversos pontos referenciais definidos previamente para a recolha das leituras.

Os dados obtidos por este equipamento de observação permitem controlar eventuais assentamentos ou distorções que possam ocorrer nas edificações monitorizadas, segundo os eixos x, y e z.

3.6.2.3. Réguas de Nível

Nas fachadas monitorizadas com alvos topográficos, foram ainda aplicados suportes de réguas de nível, preferencialmente localizados junto à fundação (onde as leituras são fiáveis e de fácil recolha), de forma a permitir controlar eventuais assentamentos e distorções na edificação monitorizada (ver Figura 69).



Figura 69 – Campanha de leitura do nivelamento de uma fachada utilizado uma régua de nível

A medição das leituras do nivelamento das fachadas foi conseguida pela colocação da régua de nivelamento portátil na vertical, apoiada nos suportes pré-instalados, recolhendo os valores obtidos pelo dispositivo.

3.6.2.4. Electroníveis

Nos edifícios em situação de maior risco (menor recobrimento), foi ainda instalado um sistema de monitorização, constituído por electroníveis com aquisição automática de dados, de forma a permitir monitorizar os deslocamentos das paredes das traseiras desses edifícios.

Para a aplicação de electroníveis, foram definidos 20 pontos, instalados segundo três alinhamentos A, B e C, conforme se pode verificar na Figura 70.

O sistema de electroníveis consiste na utilização de sensores electroníveis conectados em série através de uma tubagem preenchida com um fluído. Este sistema está por sua vez interligado a um tanque de referência, instalado num local estável e afastado da zona de influência dos trabalhos do túnel.

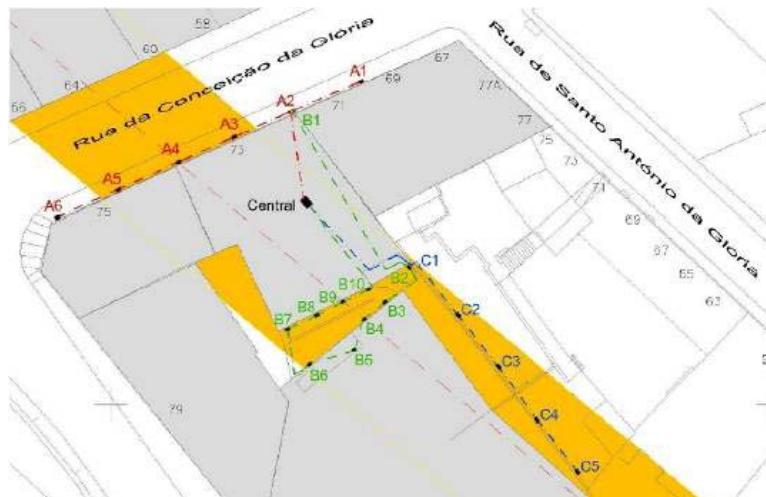


Figura 70 – Esquema de localização do sistema de monitorização com electróníeis

A medição do peso / pressão do fluído indica a diferença de nível entre os sensores e o tanque de referência. Qualquer movimentação dos sensores, em relação ao tanque de referência, será proporcional ao diferencial verificado na medição do peso / pressão do fluído.

Na Figura 71 apresenta-se o sistema de sensores electróníeis instalado na reabilitação do túnel do rossio e respectivo tanque de referência.



(a)



(b)

Figura 71 – Sistema de monitorização com sensores electróníeis: (a) exemplo dos sensores aplicados (círculos) e (b) tanque de referência do sistema instalado (www.sisgeo.com)

A medição das leituras foi realizada de forma automática, existindo a possibilidade de configurar o espaçamento entre as recolhas das leituras.

3.7 *Análise dos Resultados Obtidos pela Monitorização*

Tal como já foi referido anteriormente, todos os dados obtidos nas campanhas de monitorização foram analisados, processados de forma gráfica e armazenados numa base de dados, de fácil acesso aos intervenientes na empreitada de reabilitação do túnel.

Para os valores observados pelo sistema foram definidos níveis de alerta que, para além de se fundamentarem nos parâmetros máximos admissíveis, também tiveram em consideração os seguintes aspectos: o acompanhamento contínuo e pormenorizado do comportamento geológico/geotécnico dos maciços, a análise das velocidades de

deformação observadas pela monitorização e a análise dos valores obtidos pelo sistema de monitorização, pela comparação das leituras obtidas pelo sistema com as estimadas pela modelação numérica.

Assim, tendo em conta os valores obtidos pelo modelo numérico, foram aplicados coeficientes de segurança de forma a obter os valores de alerta e de alarme.

Na Tabela 6 são apresentados os valores de alerta e de alarme definidos para os maciços de solo, resultantes da aplicação dos coeficientes 0.8 e 1.2 no valor obtido pelo modelo de cálculo (24 mm), respectivamente.

Tabela 6 – Níveis de alerta definidos para os maciços de solo

DESLOCAMENTO	NÍVEL
< 19 mm	Normal
≥ 19 mm	Alerta
= 30 mm	Alarme

À semelhança do definido para os maciços de solo, foram também definidos níveis de alerta para os escoramentos e reforços estruturais aplicados no interior do túnel e para os edifícios localizados à superfície.

Nos casos onde as leituras obtidas pela monitorização indicavam a possibilidade de poderem atingir, ou até ultrapassar, os valores definidos pelos níveis de alerta, foram realizadas novas análises com maior detalhe e ponderadas medidas adicionais de segurança ou reforço, para o controlo e minimização dos efeitos das deformações resultantes da intervenção (ver Figura 72).

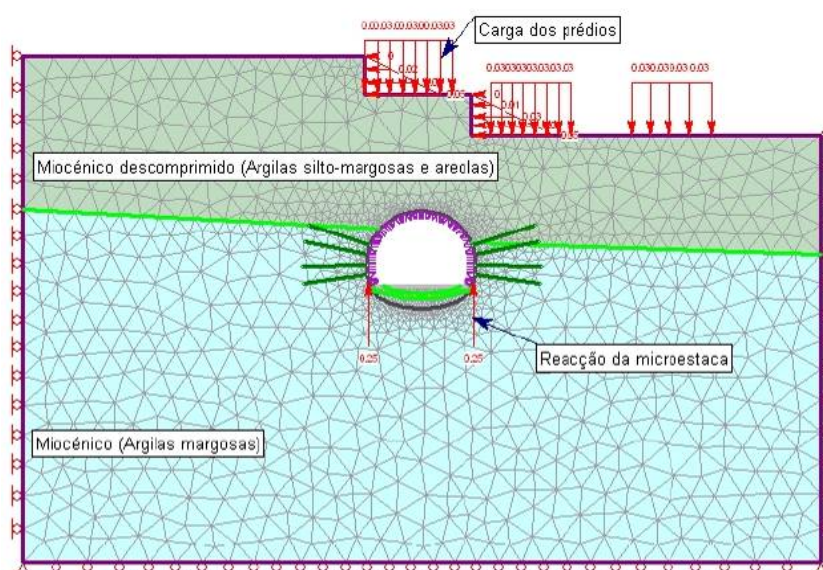


Figura 72 – Exemplo de análise pormenorizada da influência dos trabalhos no túnel

De seguida são apresentados alguns exemplos dos resultados obtidos pelo sistema de monitorização, por dispositivo aplicado, fazendo uma pequena descrição dos resultados obtidos.

3.7.1 Alvos Topográficos no Interior do Túnel

A monitorização utilizando alvos topográficos no interior do túnel permitiu controlar eventuais alterações à convergência e ao nivelamento entre os pontos do túnel monitorizados. A observação de alterações permitiu verificar a forma com a secção do túnel se deformou, quantificando os deslocamentos verificados.

Na Figura 73 são apresentadas as variações observadas para as convergências entre os pontos 1, 2 e 3.

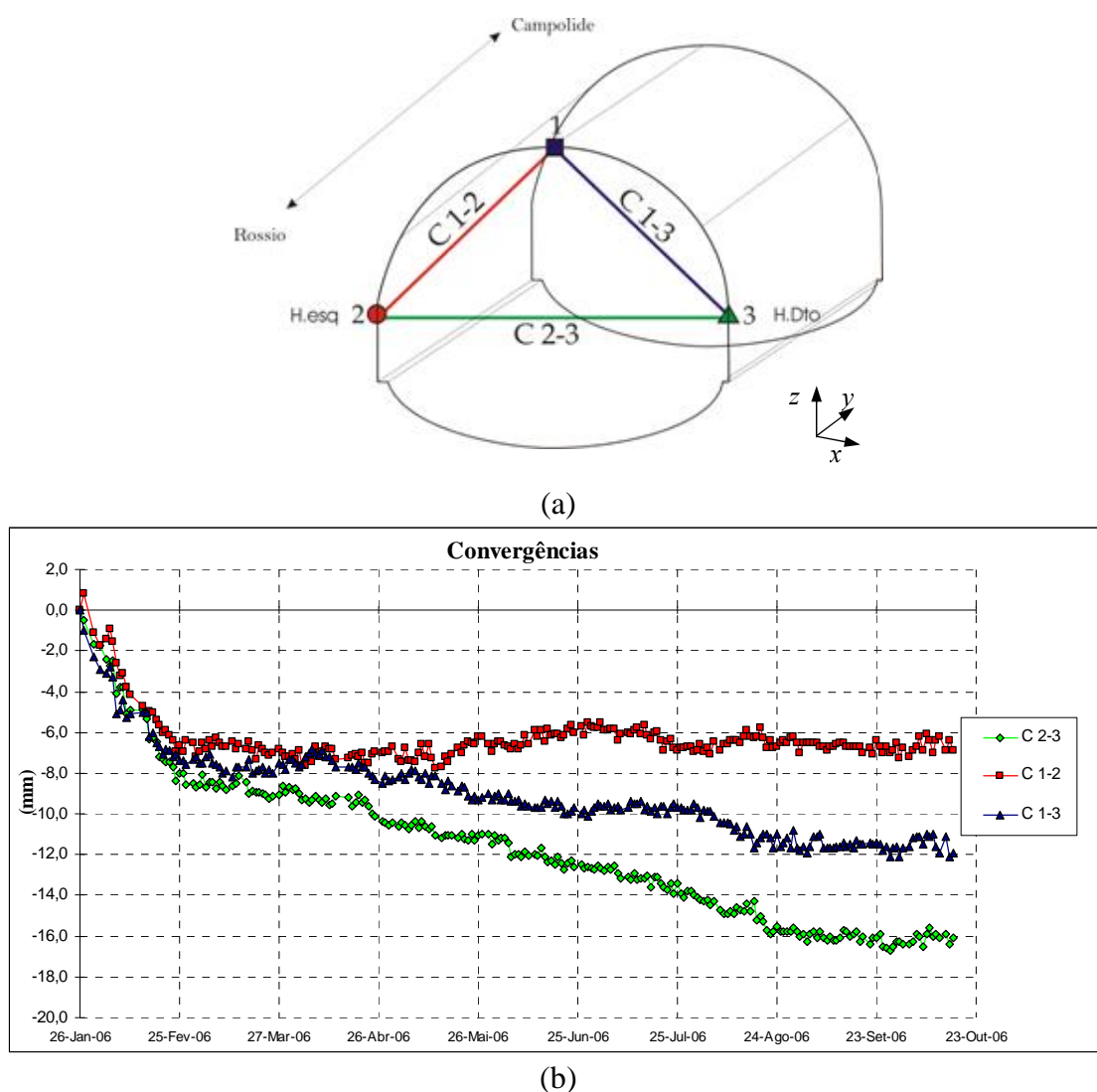
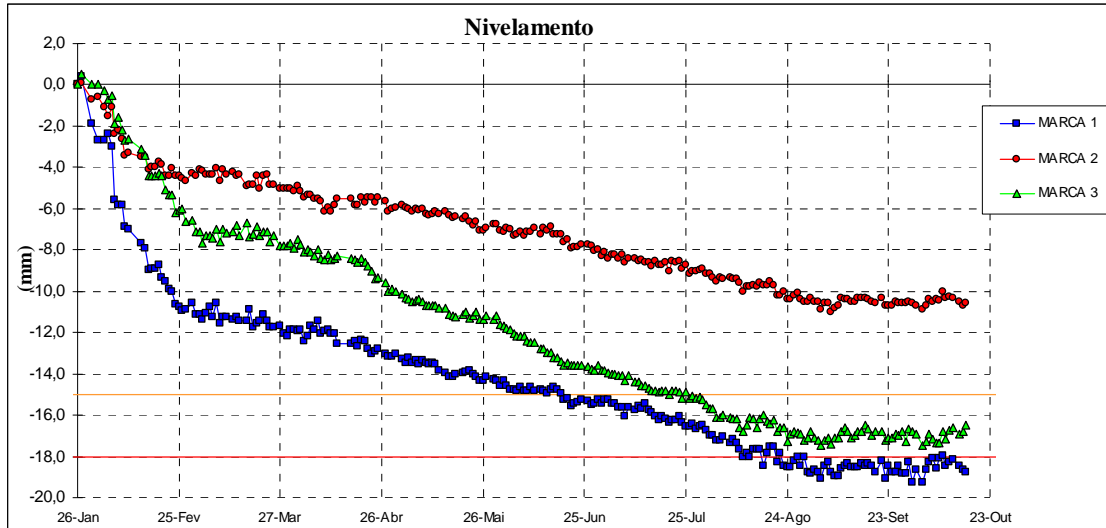


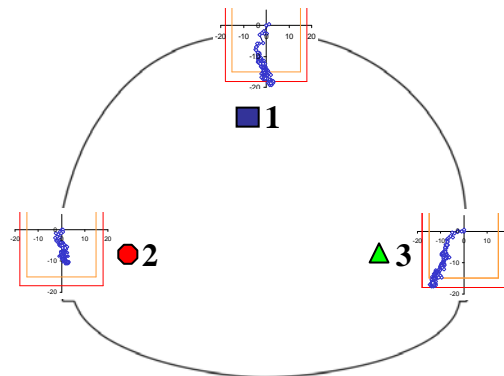
Figura 73 – Monitorização das convergências: (a) Representação dos pontos considerados para o controlo das convergências e (b) evolução dos segmentos de recta considerados entre pontos

Na Figura 74 são apresentadas as alterações observadas nos nivelamentos (cotas) dos pontos 1, 2 e 3, considerados para o controlo das convergências de uma secção de monitorização definida para o interior do túnel.



(a)

X-Z



(b)

Figura 74 – Nivelamento dos alvos topográficos: (a) evolução do nivelamento dos pontos considerados e (b) representação dos assentamentos verificados em cada ponto monitorizado

Pela observação dos resultados obtidos, verifica-se que a secção do túnel sofreu uma deformação para o seu interior, devido aos valores obtidos para as convergências (redução das distâncias entre os pontos de medição considerados). Para a observação dos nivelamentos, observando a Figura 74b é possível verificar que a secção do túnel sofreu um assentamento, com maior amplitude nos pontos 1 e 3. Os valores observados

para os nivelamentos sofreram uma evolução que se situaram muito próximo dos valores definidos para os critérios de alerta de deformação (19 mm).

Os deslocamentos segundo o eixo XY não foram considerados, dado que os seus valores são insignificantes quando comparados com os verificados no eixo XZ.

3.7.2 *Extensómetros de Corda Vibrante*

A entrada progressiva das cambotas metálicas de reforço em tensão foi monitorizada através da utilização de extensómetros de corda vibrante, permitindo a verificação do desempenho do reforço em serviço e a comparação das tensões observadas com as definidas em projecto.

Na Figura 75 é apresentada a representação esquemática do local de aplicação dos extensómetros nas cambotas, assim como a evolução do estado de tensão em cada extensómetro ao longo do tempo.

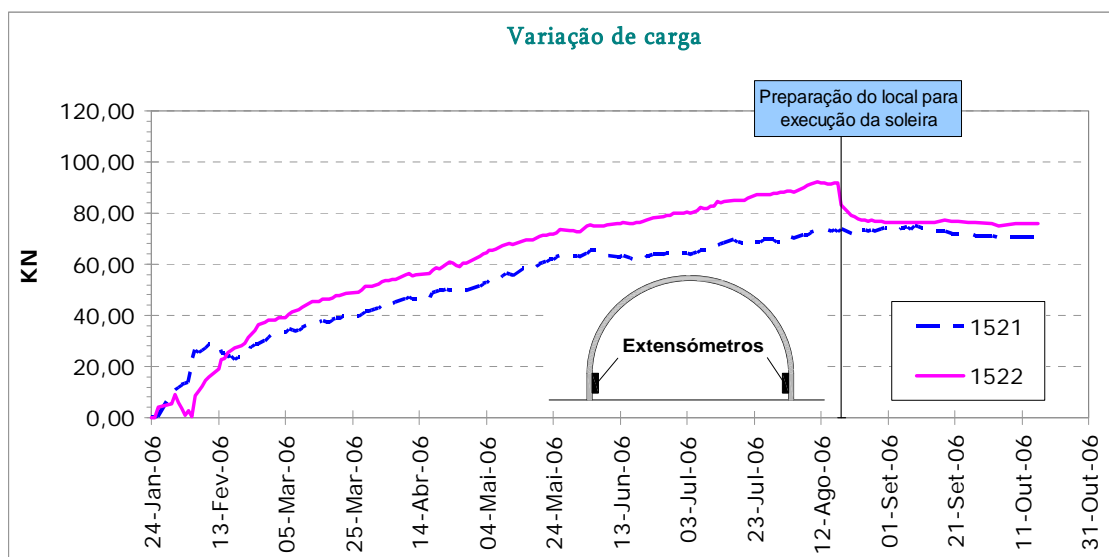


Figura 75 – Representação gráfica da evolução das tensões nas cambotas de reforço

3.7.3 *Marcas de Superfície*

As marcas de superfície foram utilizadas para a observação dos deslocamentos verticais dos maciços de solo, através de pontos localizados sobre o traçado e em zonas na periferia do túnel. Na Figura 76 são apresentados graficamente os valores dos deslocamentos observados na secção de referência S5. Da análise desses deslocamentos conclui-se que, para esta secção, os valores obtidos situaram-se dentro dos limites inicialmente estipulados para os assentamentos máximos admissíveis do solo (19 mm), sendo caracterizados por grandezas de ordem reduzida (<1 mm).

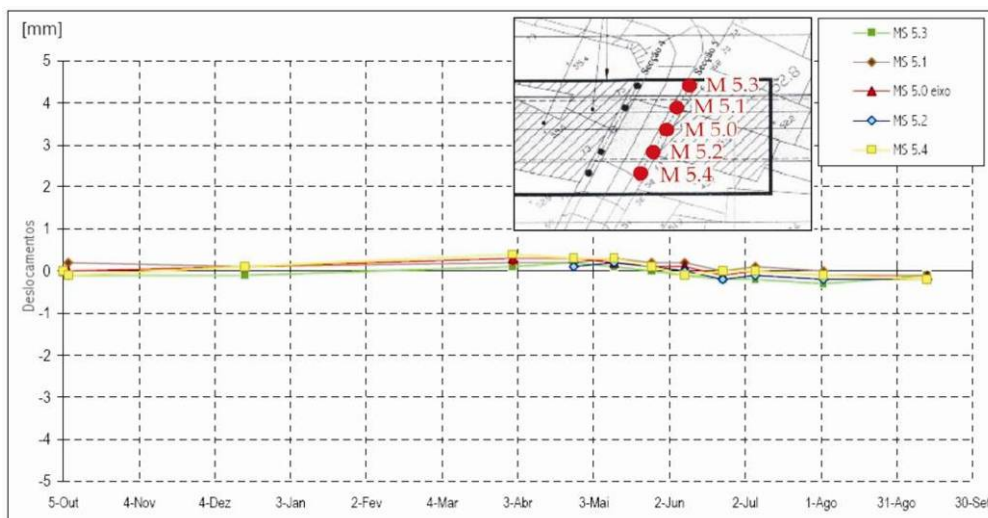


Figura 76 – Representação gráfica das leituras obtidas pela monitorização das marcas de superfície

3.7.4 Extensómetros de Barra

Nos locais definidos para a aplicação de extensómetros de barra, os deslocamentos verticais dos maciços de solo localizados sobre o traçado do túnel foram também monitorizados através destes dispositivos. Na Figura 77 são apresentados os resultados obtidos pelo extensómetro instalado na secção S5, sobre o eixo do túnel.

Comparando estes resultados com os obtidos pelas marcas de superfície instaladas no mesmo local é possível verificar que os valores observados pelos dois sistemas são idênticos, apresentando valores de deslocamento reduzidos (< 1 mm).

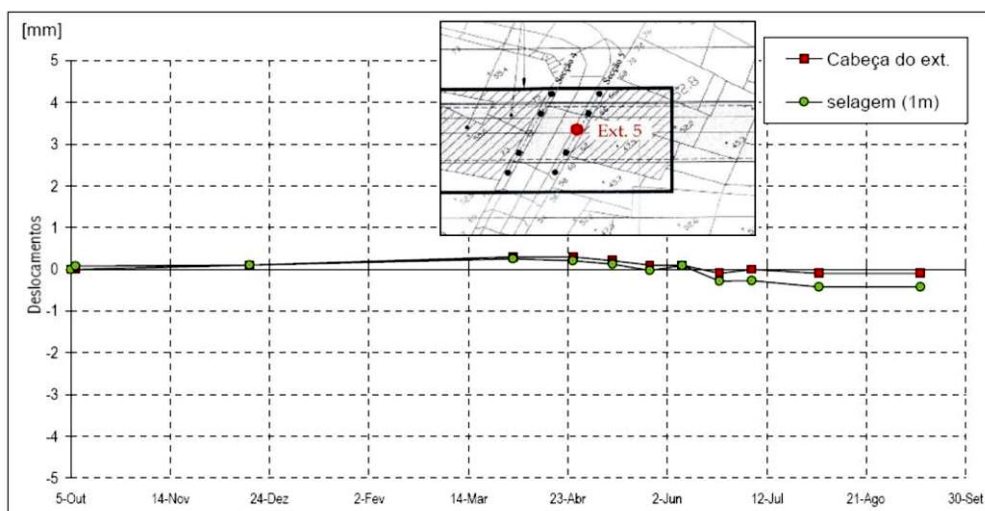


Figura 77 – Representação gráfica da monitorização realizada com um extensómetro de barra

3.7.5 Inclínómetros

A monitorização de deslocamentos horizontais nos maciços de solo onde se insere o túnel, foi realizada através dos inclinómetros instalados nas secções de referência. Na Figura 78 são apresentados os inclinómetros aplicados na secção de referência S5 e respectiva localização.

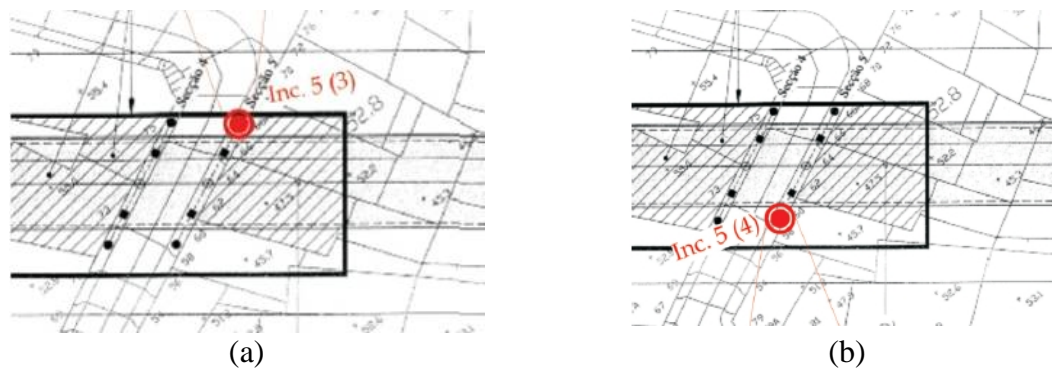


Figura 78 – Localização dos inclinómetros aplicados na secção de referência S5: (a) inclinómetro 5 (3); (b) inclinómetro 5 (4)

Os valores obtidos foram realizados segundo duas direcções sendo uma paralela e outra perpendicular ao eixo do túnel.

Na Figura 79 são apresentados os valores obtidos pela monitorização das rotações da calha do inclinómetro da secção S5, inc.5 (4), segundo as duas direcções, onde se pode verificar que os deslocamentos horizontais observados tiveram valores máximos de cerca de 2 mm.

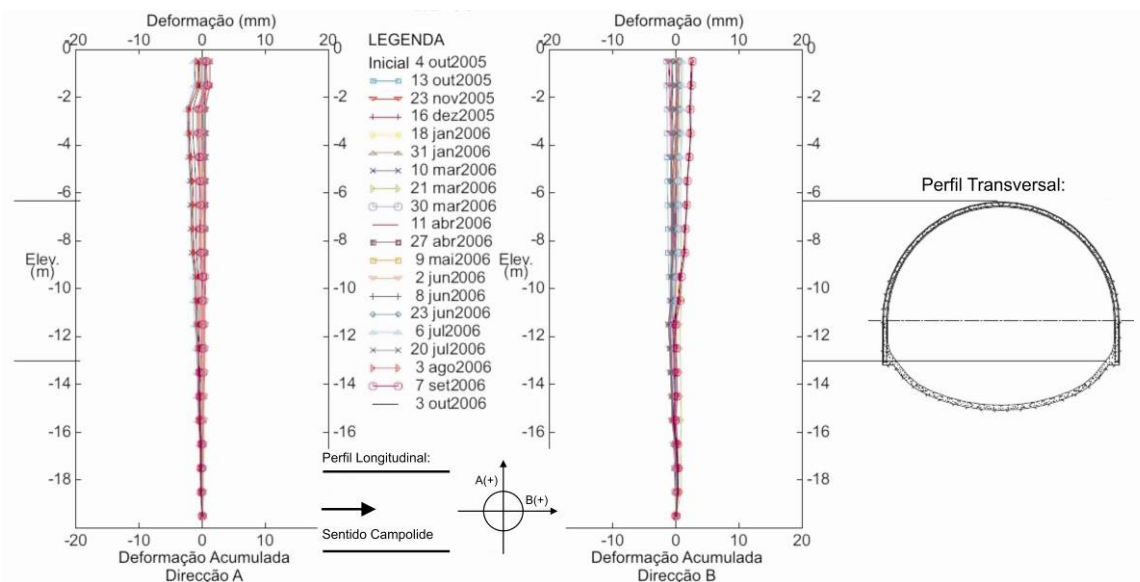


Figura 79 – Representação gráfica da monitorização do inclinómetro 5 (4), segundo duas direcções

3.7.6 Piezómetros

A localização do nível freático nos maciços de solo foi determinada através das leituras dos piezómetros definidos para as secções de referência. Na Figura 80 são apresentadas as variações do nível freático monitorizadas no piezómetro instalado na secção de referência S5.

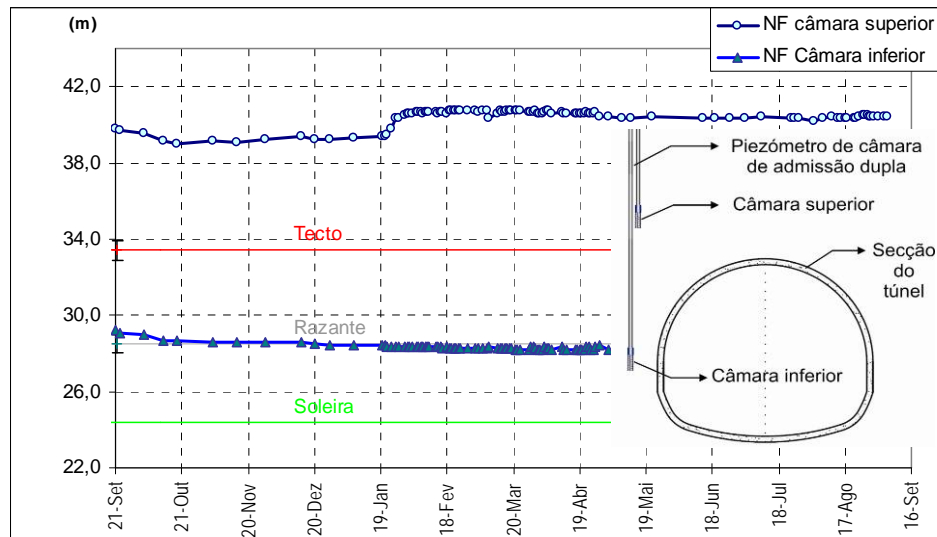


Figura 80 – Representação gráfica da evolução do nível freático e do posicionamento dos piezómetros

As variações observadas não são significativas, sendo possível observar pequenas oscilações associadas às épocas de chuva (Janeiro - ligeiro aumento do nível freático) e de seca (Abril - ligeiro decréscimo do nível freático).

3.7.7 Fissurómetros

A evolução da abertura e da extensão das fissuras foi monitorizada através da utilização de fissurómetros e de pinos metálicos. Na Figura 81 é apresentada a monitorização efectuada a uma fissura utilizando um fissurómetro mecânico onde são observados movimentos (≤ 1 mm) nas duas direcções monitorizadas, que segundo a classificação de Boone (2001) correspondem a uma situação de dano estético ligeiro, com fissuração moderada das alvenarias.

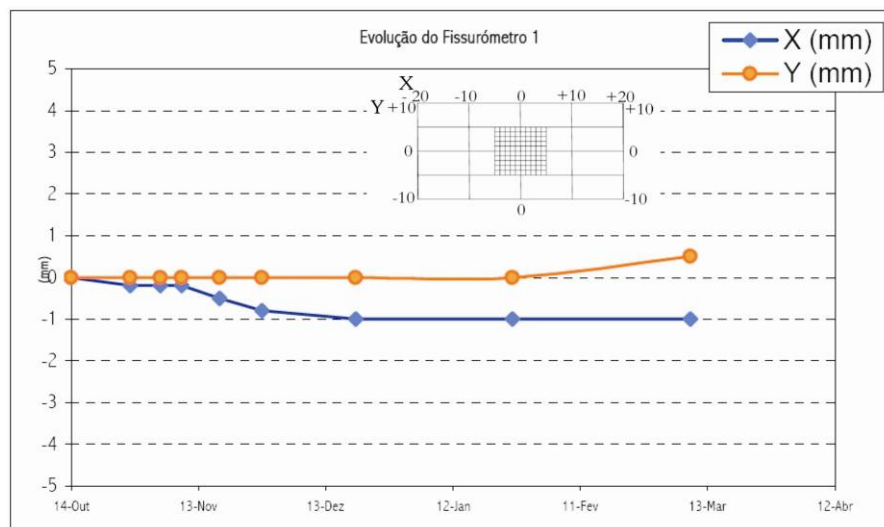


Figura 81 – Evolução de uma fissura monitorizada através da aplicação de um fissurómetro mecânico

3.7.8 Alvos Topográficos (edifícios)

As leituras dos alvos topográficos aplicados sobre as fachadas dos edifícios (ver Figura 82), permitiram o controlo dos deslocamentos, assentamentos ou distorções que afectaram as edificações monitorizadas, segundo os eixos x, y e z.

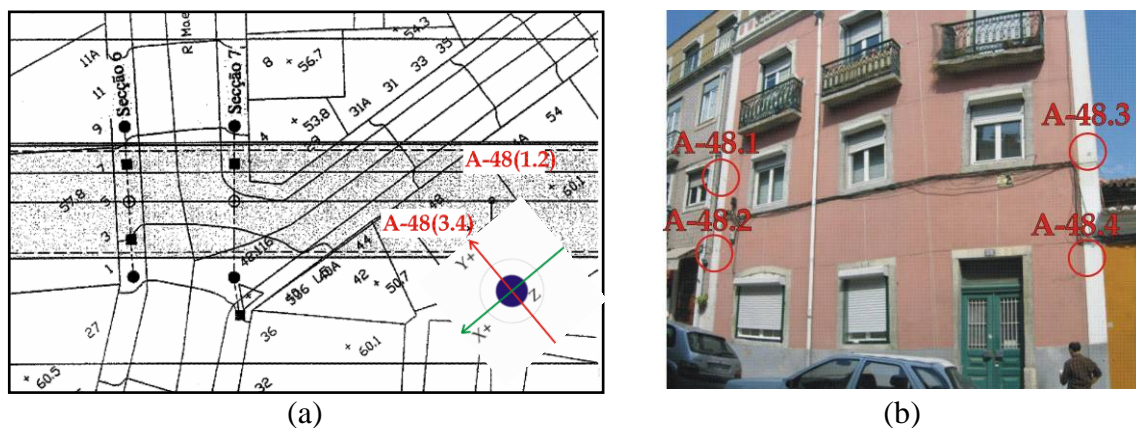
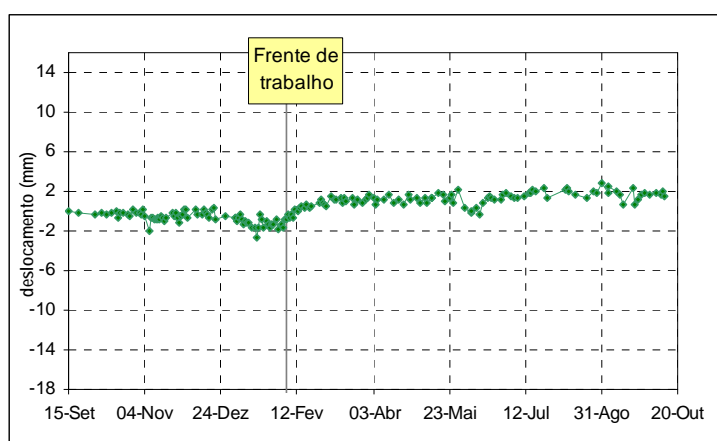
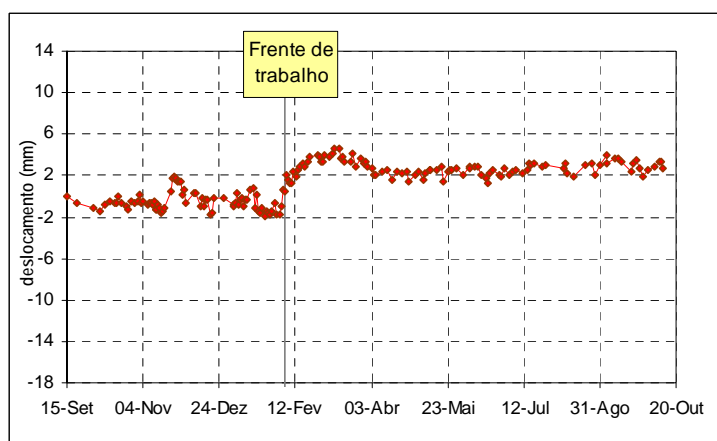


Figura 82 – Alvos topográficos: (a) localização dos alvos topográficos e (b) disposição dos alvos pela fachada a monitorizar

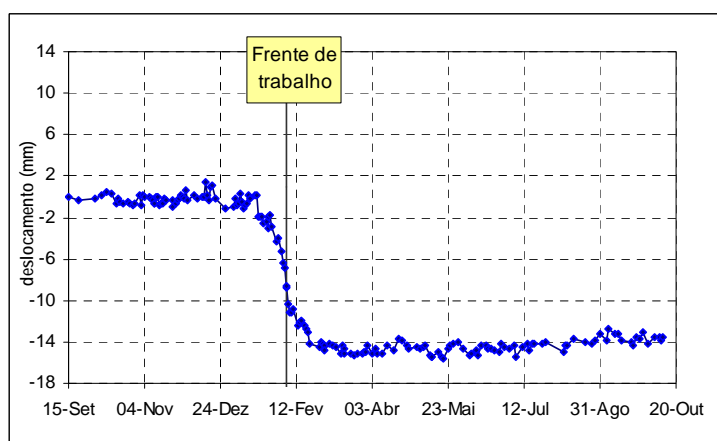
Na Figura 83 são apresentados, a título de exemplo, os resultados obtidos pela leitura do alvo com a referência A-48.3.



(a)



(b)



(c)

Figura 83 – Representação gráfica dos resultados da monitorização de edifícios com o alvo ref. A-48-3: (a) segundo xx (eixo longitudinal túnel); (b) segundo yy (eixo transversal túnel) e (c) segundo zz (cotas)

Realizando uma análise aos resultados e observando o esquema de localização dos alvos na Figura 82a, pode-se verificar que o edifício monitorizado sofreu uma pequena rotação no sentido positivo dos eixos xx e yy , tendo sofrido um assentamento (decréscimo da cota-eixo zz) de cerca de 14 mm, aproximando-se do definido como limite admissível para os assentamentos dos edifícios (15 mm).

3.7.9 Réguas de Nivelamento

Nos edifícios monitorizados com alvos topográficos foram também aplicadas réguas de nível e sensores electrónicos, para controlo de eventuais assentamentos ou rotações (ver Figura 84).

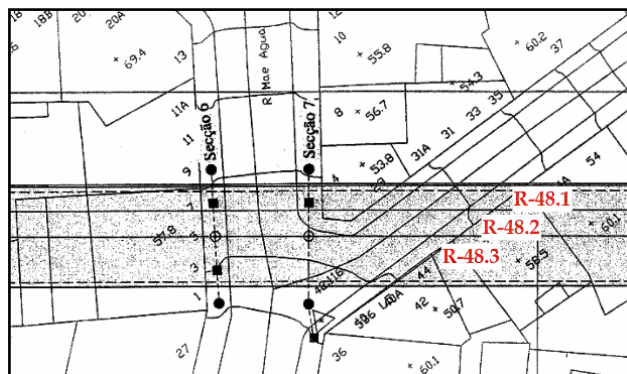


Figura 84 – Localização das réguas de nível aplicadas na fachada do edifício monitorizado

Estes dispositivos para além de permitir controlar as alterações à verticalidade inicial da edificação monitorizada, podem também ser utilizados para aferir a qualidade dos resultados obtidos pelos alvos topográficos, uma vez que as grandezas observadas são coincidentes e os resultados obtidos são semelhantes.

Na Figura 85 é apresentada os resultados da monitorização realizada com a régua de nível referência R-48.2 onde, através das rotações obtidas, verifica-se a ocorrência de um assentamento de cerca de 14 mm.

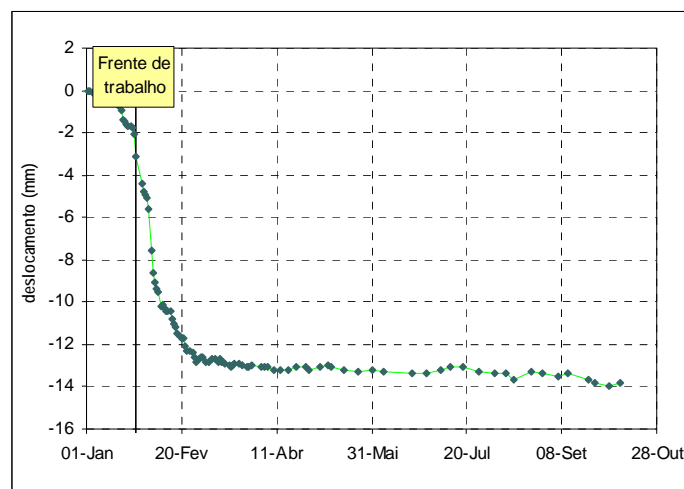


Figura 85 – Representação gráfica das leituras obtidas pela régua de nível R-48.2

Comparando os resultados obtidos pela leitura do alvo topográfico A-48.3 (ver Figura 83c) com os obtidos pela leitura da régua de nível R-48.2 (ver Figura 85), verifica-se que os resultados obtidos são muito semelhantes, dando indicações sobre a ocorrência de um assentamento do solo com uma amplitude de cerca de 14 mm.

Relativamente aos sensores electrónicos, não foi possível obter resultados para realizar a apresentação gráfica dos valores obtidos por este sistema.

3.7.10 Avaliação do Desempenho do Sistema de Monitorização Aplicado

O desempenho do sistema de monitorização definido para os trabalhos de reabilitação do túnel do Rossio, decorreu conforme o previsto, efectuando com sucesso todas as tarefas para as quais foi concebido.

As leituras recolhidas pelo sistema permitiram a caracterização do comportamento dos elementos do túnel, dos maciços de solo e das edificações localizadas à superfície, durante a realização dos trabalhos.

Nas situações em que os valores das leituras obtidas pelo sistema se situaram próximos dos valores máximos admissíveis, o sistema de monitorização permitiu a detecção destas situações de potencial risco, possibilitando o estudo pormenorizado e a adopção de medidas de segurança complementares para cada caso analisado.

É de referir que os dados apresentados e respectivas conclusões são referentes à monitorização realizada até Novembro de 2006, pelo consórcio inicial. Neste momento a empreitada ainda decorre, após terem sido reiniciados os trabalhos em Janeiro de 2007 com o novo consórcio. Apesar da troca de empreiteiro, o sistema de monitorização manteve-se, continuando a desempenhar de forma satisfatória as tarefas que lhe foram atribuídas.

3.8 Sistema de monitorização permanente

A monitorização do túnel, até à data em que foi encerrado à circulação (Outubro de 2004), era realizada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), através de campanhas de observação onde eram verificadas as convergências das secções utilizando convergenciómetros de fio de invar (sistema de fita graduada, com fixação entre dois pontos da secção e obtenção da distância entre eles). As medições obtidas por estes equipamentos, apesar de terem elevada precisão, apresentavam as desvantagens de serem obtidas periodicamente e de apenas traduzirem os deslocamentos relativos entre os pontos definidos no contorno da secção, não traduzindo o comportamento real da secção do túnel monitorizada (ver Figura 86).



Figura 86 – Monitorização das convergências com convergenciómetros de fio

Aproveitando os trabalhos de reabilitação no túnel do Rossio, a Refer decidiu dotar esta infra-estrutura com um sistema de monitorização automática, capaz de monitorizar em tempo real o comportamento estrutural e, caso ocorram situações de risco, enviar alertas automáticos.

Assim sendo o novo sistema, desenvolvido para o túnel pelo consórcio Fibersensing/EPOS e com instalação prevista para o último trimestre de 2007, baseia-se no Método Extensométrico para Medição de Convergências em Túneis (MEMCOT) (Gama, 2004) e (Gama, 2006). O sistema idealizado prevê a aplicação de equipamentos de convergenciometria, dispersos por várias secções do túnel, e de um sistema de aquisição e gestão da informação produzida pelos sensores, para a perfeita configuração e gestão do sistema de monitorização.

3.8.1 Equipamento do Sistema de Monitorização

O equipamento de convergenciometria previsto é constituído por perfis metálicos instrumentados com extensómetros e sensores de temperatura de fibra óptica, aplicados em secções afastadas cerca de 25 m em toda a extensão do túnel, e um sistema centralizado para a aquisição e gestão de toda a informação produzida (ver Figura 87).

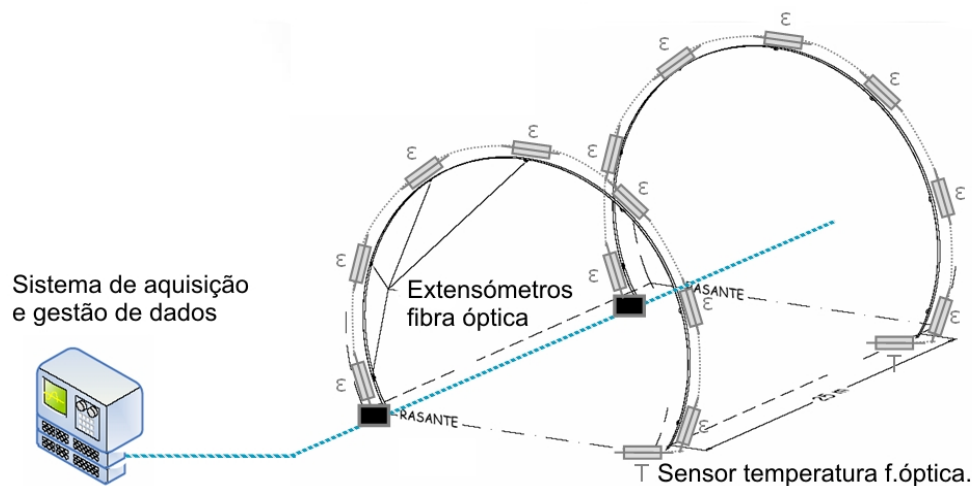


Figura 87 – Representação do sistema de monitorização a aplicar no túnel

Constituindo-se como sendo uma alternativa extremamente competitiva, face aos sistemas tradicionais em termos de desempenho e custo de instalação, a elevada sensibilidade, as baixas perdas de sinal, o peso e o tamanho reduzido dos sensores e a segurança na utilização em ambientes perigosos foram os argumentos que levaram à selecção destes dispositivos para a monitorização do túnel do Rossio. A utilização destes sensores permite ainda evitar a utilização de energia eléctrica e de equipamentos de armazenamento e recolha de dados no interior do túnel, dado que a fibra óptica permite a instalação de redes extensas de sensores num único cabo, com um único equipamento de aquisição de dados (Fibersensing/EPOS, 2005)

Cada perfil a instalar será instrumentado com sete sensores de deformação e um de temperatura. Os sensores de deformação realizarão a medição das deformações enquanto o sensor de temperatura contabilizará o efeito das variações de temperatura nas extensões monitorizadas (ver Figura 88).

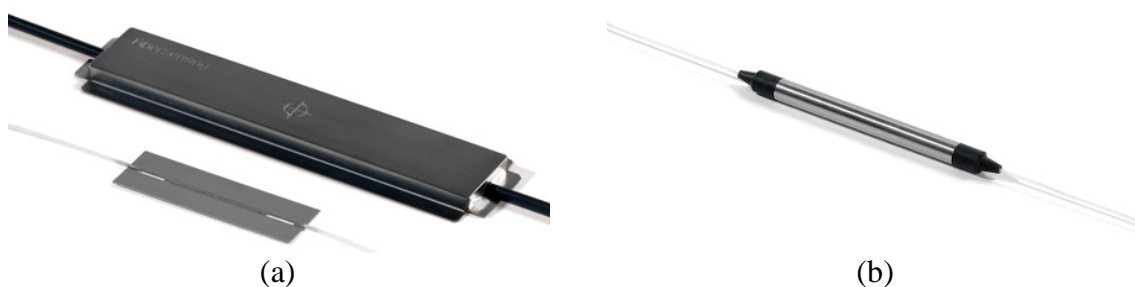


Figura 88 – Sensores de fibra óptica a aplicar no sistema de monitorização permanente: (a) sensor de deformação; (b) sensor de temperatura

Os perfis metálicos para a colocação dos sensores serão realizados em aço inoxidável, para evitar o fenómeno da corrosão, e terão um desenvolvimento segundo o contorno da secção do túnel. A fixação do perfil será conseguida através da utilização de resinas epoxy, encastrando as extremidades na soleira definitiva para garantir a perfeita interacção entre o perfil e a secção do túnel a monitorizar.

Os sensores de cada secção serão associados em série e interligados ao sistema de aquisição e gestão de dados, localizado junto à boca de entrada do túnel, através de cablagem de fibra óptica. O sistema de aquisição será instalado junto à boca de entrada do túnel (Campolide) enquanto que o sistema de gestão de dados será instalado nas instalações da Refer (ver Figura 87 e Figura 89).



Figura 89 – Sistema de aquisição de dados a colocar junto à boca da entrada do túnel

A calibração inicial do sistema será conseguida através da utilização de meios topográficos, determinando as coordenadas absolutas de todos os sensores após a instalação. No mesmo instante, são registados os valores das leituras iniciais dos sensores aplicados utilizando um equipamento de leitura portátil.

3.8.2 Gestão dos Dados Obtidos Pela Monitorização

O sistema de aquisição de dados considerado no sistema de monitorização permite configurar, ler, processar, armazenar e transmitir os dados provenientes dos sensores ópticos. Esses elementos são posteriormente enviados para um computador remoto (servidor de gestão de dados) por uma das vias de comunicação disponíveis (LAN, Internet ou via 3G) conforme o representado na Figura 90.

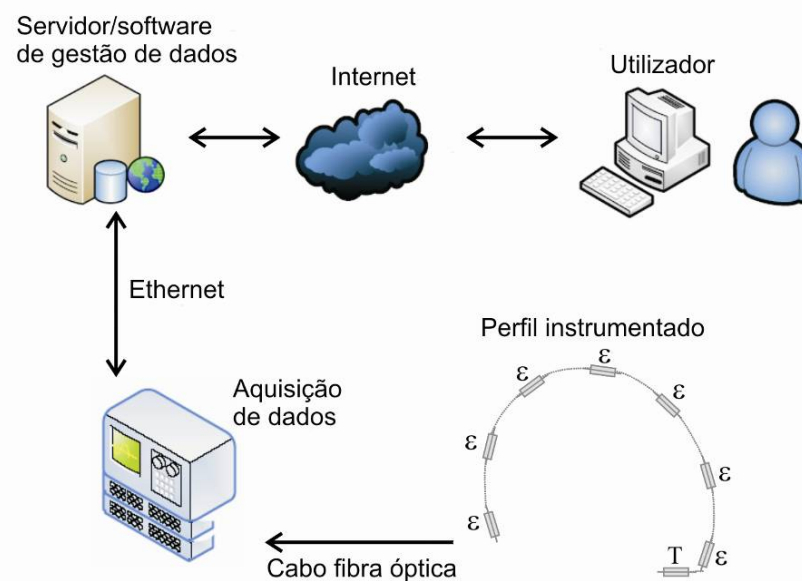


Figura 90 – Esquema de funcionamento do sistema de monitorização do túnel

O servidor terá instalado um software de gestão de dados e uma aplicação para o cálculo das convergências e efectuará o registo ordenado dos dados provenientes do sistema de monitorização.

O processamento da informação proveniente dos sensores e o posterior cálculo das convergências das secções monitorizadas, será realizado através da aplicação do método extensométrico (MEMCOT), constante da patente 103058 do Instituto Nacional de Propriedade Intelectual (INPI) e propriedade do Centro de Geotecnia do Instituto Superior Técnico (CEGEO). Este método consiste na medição contínua das deformações dos elementos de suporte do túnel e na posterior conversão dos dados obtidos, através da utilização de um algoritmo de cálculo de convergências, em valores de convergência (deslocamentos relativos) do contorno da secção. Desta forma, torna-se possível observar a evolução da forma geométrica da secção monitorizada ao longo do tempo. (Fibersensing/EPOS, 2007)

Os dados obtidos pelos sensores do sistema de monitorização (extensómetros e sensores de temperatura) têm uma precisão de $\pm 2\mu\epsilon$, relativamente à primeira calibração efectuada ao sistema. A esta precisão, de acordo com o enunciado no método extensométrico (patente 103058 INPI, CEGEO), corresponde uma precisão de $\pm 20\mu m$ na medição dos deslocamentos nos mesmos pontos (deslocamentos relativos).

Todas as informações obtidas serão armazenadas numa base de dados local, permitindo a posterior consulta (possibilidade de poder ser efectuada via web) e utilização dos dados para a elaboração de relatórios periódicos. Os dados obtidos pelo sistema de monitorização, permitem a monitorização em tempo real do comportamento estrutural do túnel, através do controlo das deformações, das temperaturas, das convergências e da variação das coordenadas dos pontos fixos definidos nas secções instrumentadas (ver Figura 91).

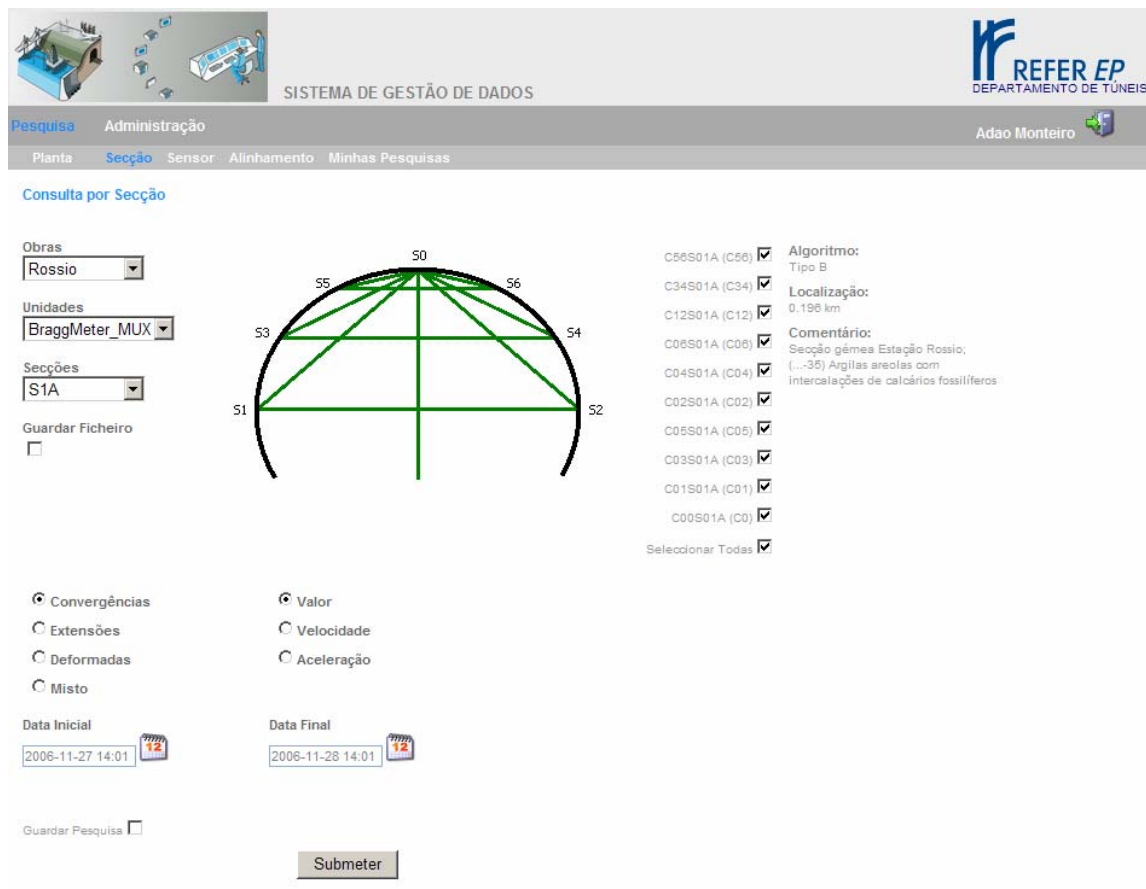


Figura 91 – Software do sistema de aquisição e gestão de dados

O software de gestão de dados a utilizar na monitorização permanente do túnel do Rossio, apresenta várias funcionalidades destacando-se as seguintes:

- Possibilidade de programação da periodicidade das leituras do sistema de monitorização;
- Possibilidade de configuração dos sensores instalados;
- Monitorização em tempo real das deformações, temperaturas, convergências e variações de coordenadas, em qualquer das secções instrumentadas;
- Monitorização em tempo real da velocidade e da aceleração de deformação, assim como da velocidade e da aceleração das convergências;
- Possibilidade de realizar a monitorização de sensores por alinhamento (ao longo do túnel);
- Criação e envio automático, via e-mail, de relatórios periódicos sobre a monitorização realizada;

- Configuração de alarmes de medição, relacionados com a função do sistema de monitorização estrutural (leituras observadas serem muito próximas dos valores máximos admissíveis), e envio automático via e-mail ou sms;
- Configuração de alarmes de sistema, relacionados com possíveis avarias detectadas no sistema de monitorização (avaría em sensor, erros de comunicação, entre outros), e envio automático via e-mail ou sms.

Pode-se então concluir que a aplicação deste método permitirá um acompanhamento do comportamento da infra-estrutura subterrânea em tempo real, controlando em permanência as deformações, as convergências e as temperaturas nas várias secções de controlo, sem interferir com o seu normal funcionamento.

3.9 Conclusões

Neste capítulo foi apresentado o caso prático de aplicação de um sistema de monitorização à empreitada de Reabilitação do Túnel do Rossio, em Lisboa.

Depois da caracterização da infra-estrutura, foram identificadas as principais anomalias que motivaram a intervenção e apresentadas as soluções definidas pelo projecto para a reabilitação e reforço estrutural.

A intervenção de reabilitação no túnel do Rossio contempla a realização de vários trabalhos com forte componente geotécnica (furações, injeções, demolições, escavações), que poderiam afectar a estabilidade quer do próprio túnel e dos maciços de solos envolventes, quer das habitações localizadas sobre o traçado do túnel, densamente povoado. A sequência utilizada pelo projectista para a identificação das análises de risco, definição dos parâmetros de controlo e, conseqüentemente, para a selecção do sistema de monitorização foi apresentada neste capítulo.

Relativamente ao sistema de monitorização, foi realizada uma descrição dos sensores e dos sistemas de medição utilizados durante os trabalhos. Para uma melhor percepção dos trabalhos de monitorização, foram apresentados exemplos de recolha de leituras para cada um dos sensores aplicados. Os valores obtidos por essas campanhas de medição foram analisados e permitiram concluir a adaptabilidade do sistema à monitorização necessária durante os trabalhos de reabilitação.

Finalmente foi apresentado o sistema de monitorização permanente, previsto para o túnel do Rossio e desenvolvido pelo consórcio Fibersensing/EPOS. Este sistema, constituído por sensores de fibra óptica e sistemas de aquisição e gestão de dados, funcionará de uma forma automática, monitorizando em tempo real a infra-estrutura.

Terá ainda a possibilidade de gerar automaticamente alertas, no caso de se verificarem medições muito próximas dos valores máximos admissíveis ou de ser detectada uma avaria no sistema.

Capítulo 4

Análise Dinâmica da Torre de Mogadouro

4.1 Introdução

A Torre do Relógio do Castelo de Mogadouro, ou Torre Sineira, tem a sua origem em meados do século XVII. Os escassos registos sobre o monumento apontam para uma data de construção posterior a 1559, sendo a construção da responsabilidade da família dos Távoras (Garcia, 2003). A sua designação tem origem do relógio de sol existente na fachada Sul da torre, desconhecendo-se se alguma vez esteve dotada de sinos.

O monumento está localizado dentro do perímetro do castelo de Mogadouro, uma pequena cidade do nordeste de Portugal, e situa-se na zona antiga da cidade, próxima da igreja matriz e do castelo, constituindo-se como uma das zonas de maior interesse turístico da cidade (ver Figura 92).



Figura 92 – Perspectiva da torre do relógio e do castelo de Mogadouro

Como consequência da acção dos agentes de degradação ao longo dos anos e da ausência de acções de conservação, a torre de Mogadouro apresentava, no ano de 2004, um estado de degradação bastante avançado, ameaçando mesmo a sua ruína (Lourenço, 2004).

Perante essa situação, o Instituto Português do Património Arquitectónico (IPPAR), recentemente designado IGESPAR, decidiu reabilitar a torre de Mogadouro, tendo solicitado à Universidade do Minho (UM) um estudo de inspecção e diagnóstico necessários para os trabalhos de reabilitação e reforço da torre.

Assim, neste capítulo será apresentado, de uma forma resumida, o estado de degradação da torre, bem como a reabilitação executada durante o ano de 2005 e os ensaios dinâmicos realizados antes e após a intervenção para a identificação dos parâmetros modais. A calibração de um modelo numérico para aferir o comportamento da estrutura nas situações antes e depois do reforço também será abordada neste capítulo. Finalmente, será efectuada uma comparação entre os dados obtidos pelos ensaios dinâmicos e pelos modelos calibrados, relativos ao comportamento estrutural das situações antes e após intervenção.

4.2 Descrição da Torre de Mogadouro

A torre de Mogadouro é uma estrutura de alvenaria. Os cunhais são em granito amarelo com juntas secas e os restantes panos são granito com juntas argamassadas, com inclusões de xisto. As paredes das fachadas têm uma espessura média de 1.00 m e são constituídas por três panos. Os panos exteriores são de alvenaria melhorada e os panos interiores de alvenaria de fraca qualidade, sendo o interior entre panos de alvenaria preenchido com material de enchimento pobre. Junto ao topo da torre, a alvenaria é realizada por 8 pilares em alvenaria de granito maciço, com largura média de 0.60 m, constituindo 2 aberturas (janelas) por fachada. A cobertura da torre, com a configuração de 4 águas, é realizada com tijolos cerâmicos maciços. O levantamento da zona da cobertura da torre foi realizado de forma pouco exaustiva, devido à dificuldade de acesso a este local. Este facto, conforme será demonstrado no decorrer deste capítulo, mostrou ter forte influência na resposta dinâmica da estrutura.

A forma da torre é definida por uma secção quadrangular oca, com dimensões médias exteriores de $4.60 \times 4.50 \text{ m}^2$ e dimensões médias interiores de $2.50 \times 2.30 \text{ m}^2$. O desenvolvimento vertical é dividido em 5 níveis distintos, conforme se pode verificar na Figura 93. A altura total da torre é de 20.40 m.

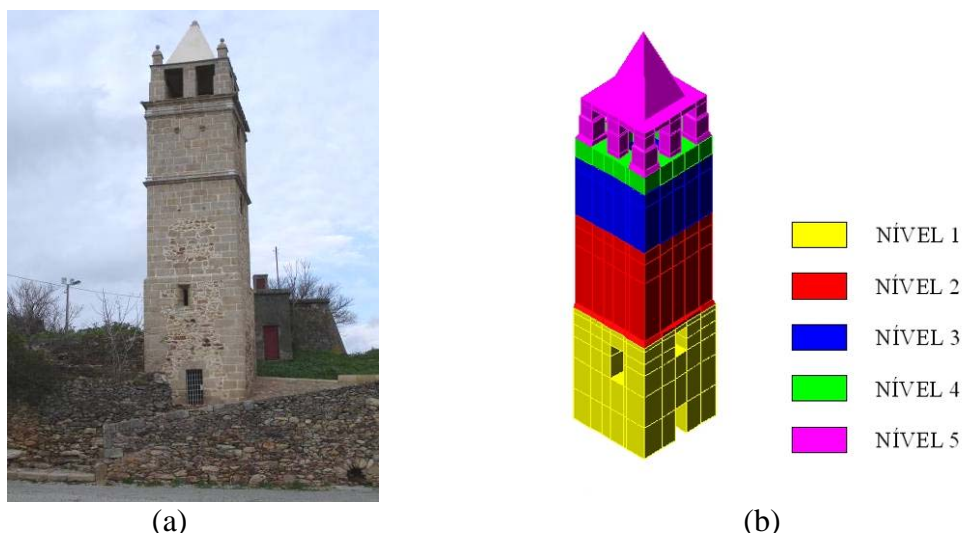


Figura 93 – Desenvolvimento dos níveis de alvenaria da torre: (a) perspectiva dos diferentes níveis de alvenaria; (b) esquema elucidativo dos 5 níveis de alvenaria

Os 5 níveis em que se pode dividir o desenvolvimento vertical da torre são caracterizados na seguinte forma:

- Nível 1: é constituído por panos de alvenaria com 6.00 m de altura e com cerca de 1.10 m de largura, com excepção do alçado Norte que possui um pano de alvenaria com uma espessura média de 1.75 m;
- Nível 2: é constituído por panos de alvenaria com cerca de 4.60 m de altura e com uma espessura média de 1.00 m, existindo uma redução da secção exterior, na transição entre o primeiro e o segundo nível, nas alvenarias dos alçados Sul, Este e Oeste;

- Nível 3: é constituído por panos de alvenaria com cerca de 3.30 m de altura e com as mesmas espessuras do segundo nível, estando separados por um friso granítico;
- Nível 4: é constituído por uma cinta em blocos maciços de granito com cerca de 1.00 m de altura e de largura, intercalada entre duas cantarias ornamentais em granito;
- Nível 5: é constituído pela zona das janelas do topo da torre, caracterizada por 8 pilares em cantaria de granito constituindo 2 aberturas (janelas) por fachada, e pela cobertura de 4 águas da torre, realizada com tijolos cerâmicos maciços.

A torre tem duas entradas para o seu interior, uma localizada na fachada Sul à cota 0.00 m e uma outra localizada na fachada Oeste, à cota 3.50 m. Possui ainda duas pequenas janelas na fachada Este e uma outra, de largura reduzida, na fachada Sul.

4.3 Anomalias Observadas Antes da Intervenção

De forma a permitir o estudo da torre de Mogadouro, a UM realizou um levantamento exaustivo da geometria e de todas as anomalias da estrutura (Lourenço et al., 2004). O levantamento da geometria e das anomalias foi efectuado através de fotogrametria, utilizando-se para tal o software PhotoModeler Pro5. Esta técnica utiliza fotografias da estrutura tiradas de vários ângulos e direcções, sendo possível obter com rigor as dimensões necessárias para um levantamento geométrico e/ou uma análise estrutural.

O estado de degradação da torre em 2004 era elevado. A torre apresentava um conjunto de anomalias que indiciavam uma forte probabilidade de colapso estrutural. Do conjunto de anomalias salienta-se a fissuração existente nas fachadas Este e Oeste, a desagregação de material das fachadas exteriores e em alguns locais do interior, sendo a espessura das paredes nesses locais muito reduzida, e o desaprumo verificado em alguns panos. Estas situações colocavam a estrutura da torre com uma segurança bastante débil e em risco de ruína. Na Figura 94 e na Figura 95 são apresentados os principais danos verificados pelo exterior e pelo interior da torre.

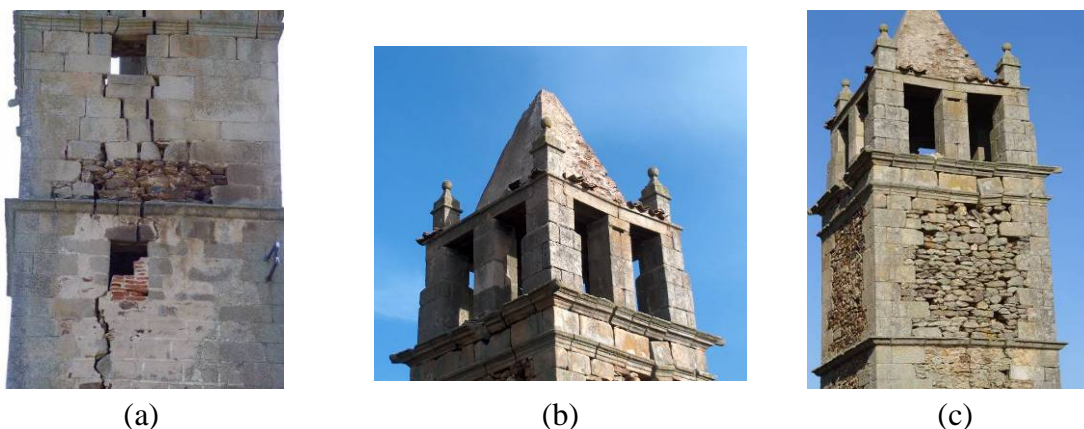


Figura 94 – Danos verificados no exterior: (a) aspecto da fissura considerável no alçado Este; (b) perspectiva da deterioração da cobertura e (c) pormenor da fissura e da desagregação de material existente no alçado Oeste



Figura 95 – Danos verificados no interior: (a) desagregação de material das paredes resistentes e (b) deterioração elevada dos vãos das janelas

Na Figura 96 é apresentado o mapeamento das anomalias elaborado para o exterior da torre, agrupadas segundo as orientações das fachadas do monumento.

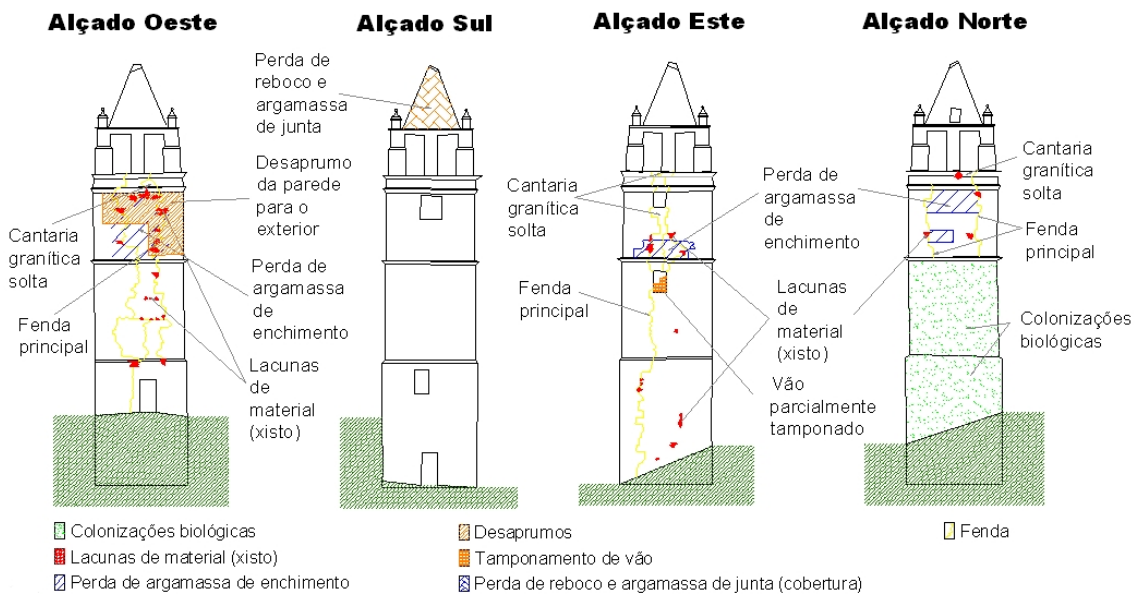


Figura 96 – Mapeamento das anomalias observadas no exterior da torre

As anomalias observadas não eram recentes, sendo resultantes de um processo de degradação cumulativo ao longo dos anos. A maioria das anomalias já era perceptível em alguns registos antigos da torre, tais como registos fotográficos das décadas de 1940/50 (ver Figura 97).



Figura 97 – Presença de dano na torre de Mogadouro: (a) na década de 40-50; (b) em 2004, durante a realização do levantamento da geometria e das anomalias

Face aos danos observados, alguns dos aspectos que contribuíram para o processo de degradação da torre foram: a degradação natural dos materiais decorrente da acção do meio ambiente, os efeitos resultantes do impacto de um raio que atingiu a torre durante a década de 1940 e ainda falta de manutenção da torre (Lourenço et al., 2004).

4.4 Reabilitação da Torre de Mogadouro

Após o estudo de inspecção e diagnóstico da torre, foram definidos os trabalhos de reabilitação necessários à completa recuperação do monumento. Para além de se ter considerado uma intervenção para restabelecer níveis de segurança aceitáveis, foi também definida uma intervenção ao nível estético, por forma a renovar a imagem da torre. Assim, a intervenção englobou os seguintes trabalhos:

- Execução de novas alvenarias nos locais onde estas apresentavam menor espessura, devido à desagregação de material constituinte;
- Execução de juntas de argamassa nas alvenarias dos panos constituintes da torre, através da aplicação de argamassas específicas para esta aplicação;
- Reparação dos vãos das janelas com padieiras realizadas em madeira. (alçado Este);
- Reparação das fissuras existentes nos alçados Este e Oeste, e consolidação das paredes através da injeção de caldas apropriadas. (ver Figura 98a);
- Colocação de reforço estrutural, pelo exterior, através da colocação de tirantes de aço, realizados em varões de aço inoxidável, ligeiramente pré-esforçados, com o objectivo de consolidar a estrutura resistente da torre e proporcionar um melhor efeito de cintagem. Os tirantes foram aplicados em dois níveis distintos sendo o primeiro à cota 11.00 m, junto à primeira cornija, e o segundo à cota 14.50 m (ver Figura 98b), localizada entre a segunda e a terceira cornija. A ligação dos tirantes à torre foi realizada através da aplicação de um sistema de cantoneira de abas iguais, que realiza

o confinamento dos cunhais da alvenaria e transmite os esforços para os tirantes de aço aplicados (ver Figura 98c);

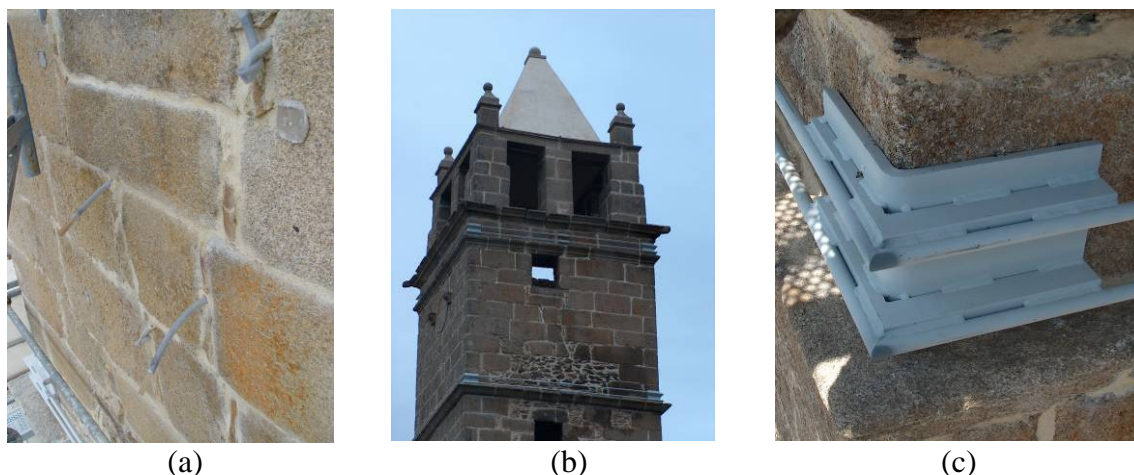


Figura 98 – Trabalhos de reabilitação: (a) consolidação das alvenarias com injeção de argamassa fluida à base de cal; (b) aspecto dos tirantes de aço aplicado nos dois níveis da torre e (c) pormenor da cantoneira de fixação dos tirantes de aço

- Reparação da cobertura bastante degradada, colocação de algerozes e recolocação de uma nova esfera de cantaria granítica no topo da cobertura. (segundo a documentação existente sobre a torre, a estrutura inicial possuía uma esfera no seu topo que caiu devido à acção de um raio que atingiu o monumento);
- Colocação de piso metálico realizado em quadricula de chapa de aço ao nível da entrada existente no alçado Oeste (cota 3.50 m), como forma de permitir o acesso e ainda proporcionar o reforço do efeito de cintagem da estrutura da torre;
- Substituição dos gatos de ferro existentes por gatos realizados em aço inoxidável e colocação de portas metálicas nos acessos existentes no alçado Sul e no alçado Oeste;
- Realização de trabalhos de limpeza e de aplicação de produtos de conservação na pedra da torre;
- Execução de pinturas de acabamento da cobertura e dos elementos metálicos aplicados (tirantes, pavimento e portas de acesso).

Os trabalhos de reabilitação da torre de Mogadouro tiveram o seu início no ano de 2004 e decorreram até meados de 2005, permitindo à estrutura readquirir a funcionalidade e os níveis de segurança estrutural admissíveis, apresentando uma imagem renovada, conforme se pode observar na Figura 99.

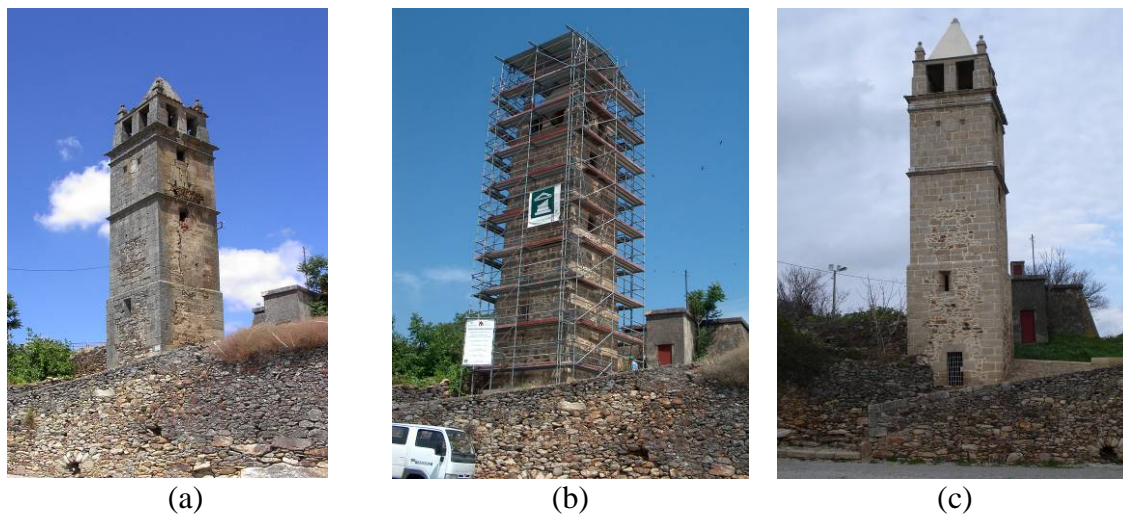


Figura 99 – Intervenção de reabilitação da torre de Mogadouro: (a) situação inicial da estrutura bastante degradada; (b) aspecto do monumento durante a execução dos trabalhos de reabilitação e (c) perspectiva da estrutura da torre reabilitada

4.5 Ensaios Dinâmicos Realizados na Estrutura da Torre

Uma vez que a torre de Mogadouro é um monumento caracterizado por uma estrutura de alvenaria antiga, surgiu a oportunidade de acompanhar todas etapas do processo de reabilitação, desde a fase inicial com a estrutura degradada a necessitar de reabilitação, até à fase final da conclusão dos trabalhos. Para estudar a resposta dinâmica da estrutura nas duas condições estruturais (degradada e reabilitada), foram realizadas durante esse período duas campanhas de ensaios dinâmicos para identificação dos parâmetros modais.

4.5.1 Técnicas de Ensaio Utilizadas

Os ensaios dinâmicos à estrutura foram realizados através da medição das vibrações ambientais, produzidas pelo vento, tráfego automóvel na vizinhança, tráfego pedonal, pequenos sismos, etc.. Esta técnica é usualmente designada por análise modal operacional, ou identificação “*output-only*”.

Neste tipo de identificação assume-se que as forças de excitação são o resultado de um processo estocástico gaussiano, de tipo ruído branco com média nula, sendo que as forças de excitação não são medidas (Rodrigues, 2005). Por este facto, não é possível escalar os modos de vibração em relação à matriz de massa do sistema. Para efeitos de identificação modal (identificação das frequências naturais, dos modos de vibração e dos coeficientes de amortecimento), os pólos obtidos (amplitude dos picos das funções da densidade espectral) traduzem não só as características da estrutura, como também as características da excitação ambiente e de eventuais fontes de ruído que possam contaminar todo o sistema (ver Figura 100). Desta forma, as técnicas de identificação da análise modal operacional devem ter a capacidade de distinguir os modos estruturais dos modos sem significado estrutural e resultantes da contaminação do sistema.

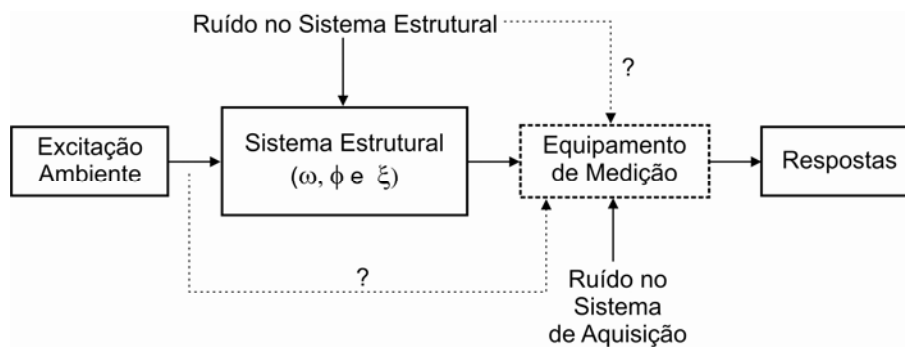


Figura 100 – Esquema genérico do conceito do método de análise modal operacional, ou identificação “*output-only*”

A medição de vibrações ambiente tem vindo a ser o método preferencialmente utilizado na análise da resposta dinâmica das estruturas antigas, uma vez que não necessita de utilizar qualquer equipamento de excitação (a fonte de excitação ambiental está sempre presente) e a sua realização não interfere com o normal funcionamento da estrutura, proporcionando resultados que permitem a identificação do sistema estrutural (Gentile e Saisi, 2006; Ivorra e Pallarés, 2006). Este mostra-se ainda um método bastante adequado à identificação dinâmica de estruturas flexíveis tais como pontes suspensas (Gentile e Gallino, 2007; Siringoringo e Fujino, 2007), pontes atirantadas (Cunha et al., 2004) e edifícios de grande altura (Brownjohn, 2003; Ventura et al., 2005).

Os métodos de identificação modal operacional podem ser divididos em dois grandes grupos: os métodos no domínio da frequência (ou não paramétricos) e os métodos no domínio do tempo (ou paramétricos). Dada a robustez dos métodos baseados no domínio do tempo e a elevada qualidade dos valores estimados, nos ensaios foi utilizado o método SSI-DATA (Stochastic Subspace Identification method) para a identificação modal da estrutura. Este método assume que o comportamento dinâmico da estrutura, quando submetido a uma excitação de tipo ruído branco, pode ser representado por um modelo estocástico por sub-espacos (Peeters e De Roeck, 1999). A formulação do método é baseada na Formulação de Estado que pode ser traduzida pelas seguintes equações diferenciais de primeira ordem:

$$\begin{aligned} x_{k+1} &= Ax_k + w_k \\ y_k &= Cx_k + v_k \end{aligned} \quad (\text{Equação 1})$$

onde x_{k+1} é o vetor de estado no instante $k+1$, y_k é o vetor da resposta observada no instante k , w_k e v_k são os termos do processo estocástico gaussiano de tipo ruído branco, A é a matriz de estado do sistema (caracteriza as características dinâmicas da estrutura e C é a matriz de resposta (especifica o modo como é transformado o estado interno do sistema em respostas à excitação exterior).

Para a determinação das matrizes A e C , o método começa por construir uma matriz onde constam todas as informações das respostas obtidas pelo sistema de medição (matriz Hankel). Posteriormente, são aplicadas algumas técnicas matemáticas robustas e complexas, tais como a factorização, a Decomposição em Valores Singulares (SVD) e o teorema dos mínimos quadrados, obtendo-se as matrizes A e C .

A partir destas matrizes são determinados os parâmetros modais da estrutura (frequências naturais, coeficientes de amortecimento e modos de vibração).

Seguidamente serão apenas abordados os aspectos gerais dos métodos utilizados na identificação modal da torre. A descrição detalhada dos métodos pode ser encontrada em Peeters (2000), Rodrigues (2005) e Cunha et al. (2005).

4.5.2 Descrição dos Ensaios Realizados Antes e Depois da Intervenção

Para a execução dos ensaios dinâmicos, foram realizadas duas campanhas para recolher a resposta da estrutura (das vibrações). A primeira campanha foi realizada em Outubro de 2004, antes do início dos trabalhos de reabilitação da torre, e a segunda campanha foi realizada em Junho de 2005, imediatamente após a intervenção de reabilitação (Ramos et al., 2007).

Para a medição das vibrações ambientais foram definidos nas fachadas da torre 54 pontos, dispostos por 3 níveis horizontais, não tendo sido considerado qualquer nível para a zona da cobertura (nível 5 da Figura 93b) devido à impossibilidade de aceder a esse local (o alcance do meio de elevação utilizado era insuficiente para aceder à cobertura). As leituras realizaram-se apenas segundo o plano horizontal, não tendo sido considerado o plano vertical. Foram efectuadas apenas pelo exterior da torre devido à deficiente segurança que a estrutura apresentava antes da intervenção. Na Figura 101 é apresentada a distribuição dos pontos seleccionados para a medição das acelerações, considerados para as duas campanhas de modo a permitir um estudo comparativo entre elas.

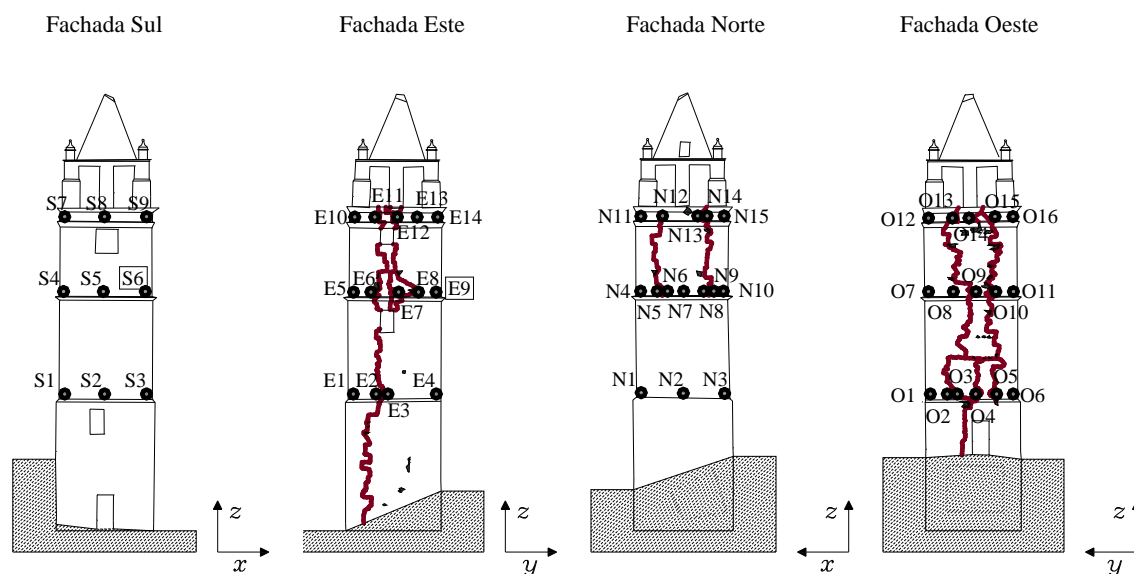


Figura 101 – Localização, por fachada, dos pontos definidos para a medição das vibrações ambientais

Nas fachadas onde o dano era mais evidente (Este e Oeste), houve uma preocupação de localizar os pontos de medição nos dois lados da fissura, de forma a serem observados eventuais movimentos relativos entre os panos separados pela fissura e, também, quantificar o efeito no comportamento dinâmico da estrutura.

O sistema de medição utilizado para a identificação dinâmica da torre era constituído por 4 acelerómetros piezoeléctricos unidireccionais, fixados em pequenas chapas de alumínio coladas à estrutura. A resposta dinâmica dos sensores era de 0.15 a 1000 Hz (5%), com uma gama de amplitudes entre ± 0.5 g, uma sensibilidade de 10 V/g e 8 μ g de resolução. Os sensores eram conectados por cabos coaxiais a um sistema de aquisição de dados com 24 bits de resolução, dotado de filtros para evitar o efeito de “aliasing” (erro provocado pela conversão demasiado lenta do sinal). Por sua vez o sistema de aquisição estava conectado a um terminal informático (no caso um PC portátil) através de um cabo Ethernet.

Tendo em conta o número de canais de medição disponíveis (4), no planeamento dos ensaios considerou-se a realização de 27 configurações de forma a efectuar a medição das acelerações em todos pontos seleccionados. Para a realização de cada configuração, foram considerados 2 sensores de referência, localizados nos pontos S6 e E9 (ver pontos dentro de rectângulo na Figura 101), e 2 sensores móveis, aplicados sequencialmente pelos restantes pontos considerados para as medições.

Para frequência de amostragem foi considerado um valor igual a 256 Hz, uma vez que através de uma simulação dinâmica preliminar com um modelo de elementos finitos foi possível observar que as 10 primeiras frequências naturais se encontravam entre os 2 e os 15 Hz. Na Tabela 7 são apresentadas as 27 configurações dos ensaios efectuados por cada campanha de medições.

Tabela 7 – Configurações dos ensaios

Setup	Ref.1	Ref.2	Fachada Sul		Fachada Este		Fachada Norte		Fachada Oeste	
			Mov.1	Mov.2	Mov.1	Mov.2	Mov.1	Mov.2	Mov.1	Mov.2
01	S06	E09	S01	S02						
02	S06	E09	S03	S04						
03	S06	E09	S05	S07						
04	S06	E09	S08	S09						
05	S06	E09			E01	E02				
06	S06	E09			E03	E04				
07	S06	E09			E05	E06				
08	S06	E09			E07	E08				
09	S06	E09			E10	E11				
10	S06	E09			E12	E13				
11	S06	E09			E14	-				
12	S06	E09					N01	N02		
13	S06	E09					N03	N04		
14	S06	E09					N05	N06		
15	S06	E09					N07	N08		
16	S06	E09					N09	N10		
17	S06	E09					N11	N12		
18	S06	E09					N13	N14		
19	S06	E09					N15	-		
20	S06	E09							O01	O02
21	S06	E09							O03	O04
22	S06	E09							O05	O06
23	S06	E09							O07	O08
24	S06	E09							O09	O10
25	S06	E09							O11	O12
26	S06	E09							O13	O14
27	S06	E09							O15	O16

Para a realização das campanhas de ensaio foi necessário utilizar meios auxiliares de elevação para permitir o acesso aos pontos considerados, localizados a diferentes alturas. Na campanha inicial (ver Figura 102), o meio auxiliar utilizado foi um camião grua dos bombeiros. Na segunda campanha (ver Figura 103), o acesso aos pontos de medição foi conseguido aproveitando a presença no local dos andaimes colocados no perímetro exterior da estrutura, durante o período de intervenção estrutural.

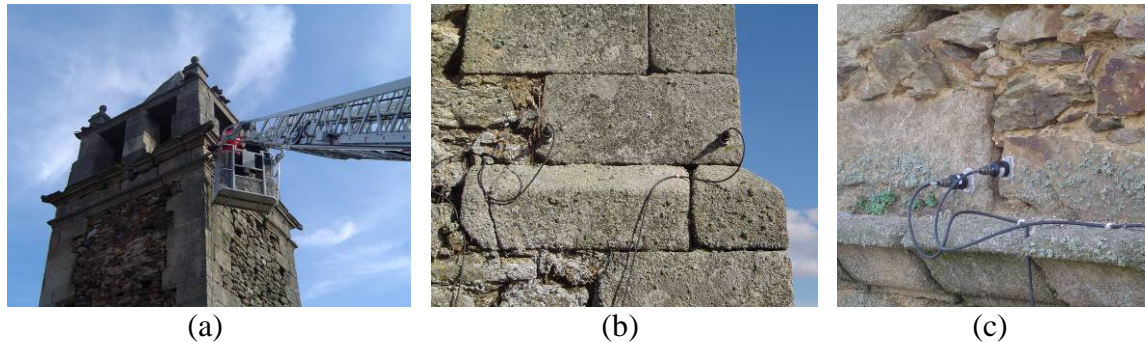


Figura 102 – Ensaios dinâmicos antes da reabilitação da estrutura da torre: (a) colocação dos sensores; (b) e (c) localização de alguns dos pontos seleccionados para a realização dos ensaios

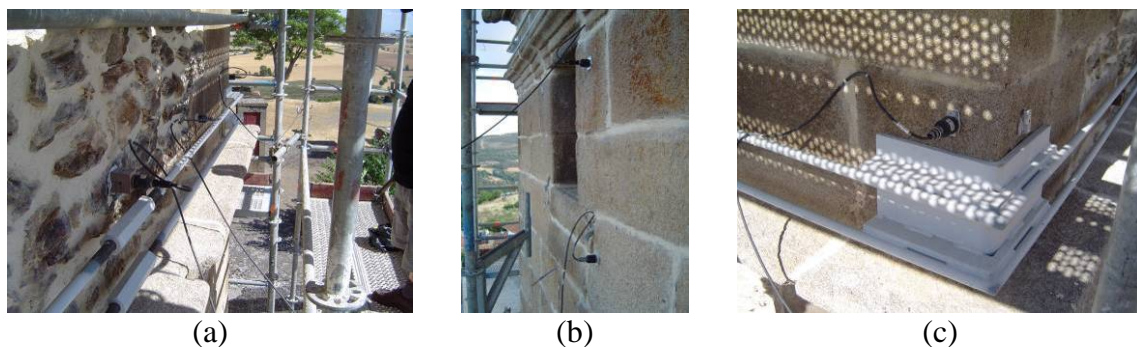


Figura 103 – Ensaios dinâmicos após a reabilitação da torre: (a) colocação dos sensores em pontos coincidentes com os utilizados nos ensaios iniciais; (b) e (c) localização de alguns dos pontos ensaiados

4.6 Identificação Dinâmica da Torre

O processamento da informação obtida pelos dois ensaios foi efectuado através do software de análise modal ARTeMIS (2006), aplicando o método “Principal Components” de identificação estocástica por subespaços (SSI). Na Tabela 8 são apresentados os valores identificados para as frequências naturais (ω) e respectivos coeficientes de amortecimento (ξ).

Tabela 8 – Identificação dinâmica antes e após o reforço

Modo de Vibração	Antes Reabilitação		Após Reabilitação		$\Delta\omega$ (%)	$\Delta\xi$ (%)
	ω (Hz)	ξ (%)	ω (Hz)	ξ (%)		
1ºmodo	2.19	1.97	2.56	1.24	+16.89	-37.06
2ºmodo	2.58	6.17	2.76	1.37	+ 6.98	-77.80
3ºmodo	4.99	5.67	7.15	1.18	+43.29	-79.19
4ºmodo	5.67	5.28	8.86	1.29	+56.26	-75.57
5ºmodo	6.61	2.67	9.21	1.15	+39.33	-56.93
Média	–	4.35	–	1.25	+32.55	-65.31

Analisando os resultados obtidos, pode-se verificar que as frequências obtidas após o reforço aumentaram em média 33%, quando comparadas com as frequências obtidas pelo ensaio inicial. Relativamente aos coeficientes de amortecimento as variações observadas traduzem-se um decréscimo médio de 65%, consequência da redução do valor médio de 4.35% para 1.25%. O aumento significativo das frequências naturais e a redução do coeficiente de amortecimento demonstram um claro aumento da rigidez da estrutura e a redução das descontinuidades presentes antes do reforço, especialmente as grandes fissuras nas fachadas Este e Oeste que afectavam negativamente o comportamento global da estrutura.

Na Figura 104 são apresentados os modos de vibração das duas campanhas de ensaios, obtidos pelo software ARTEMIS.

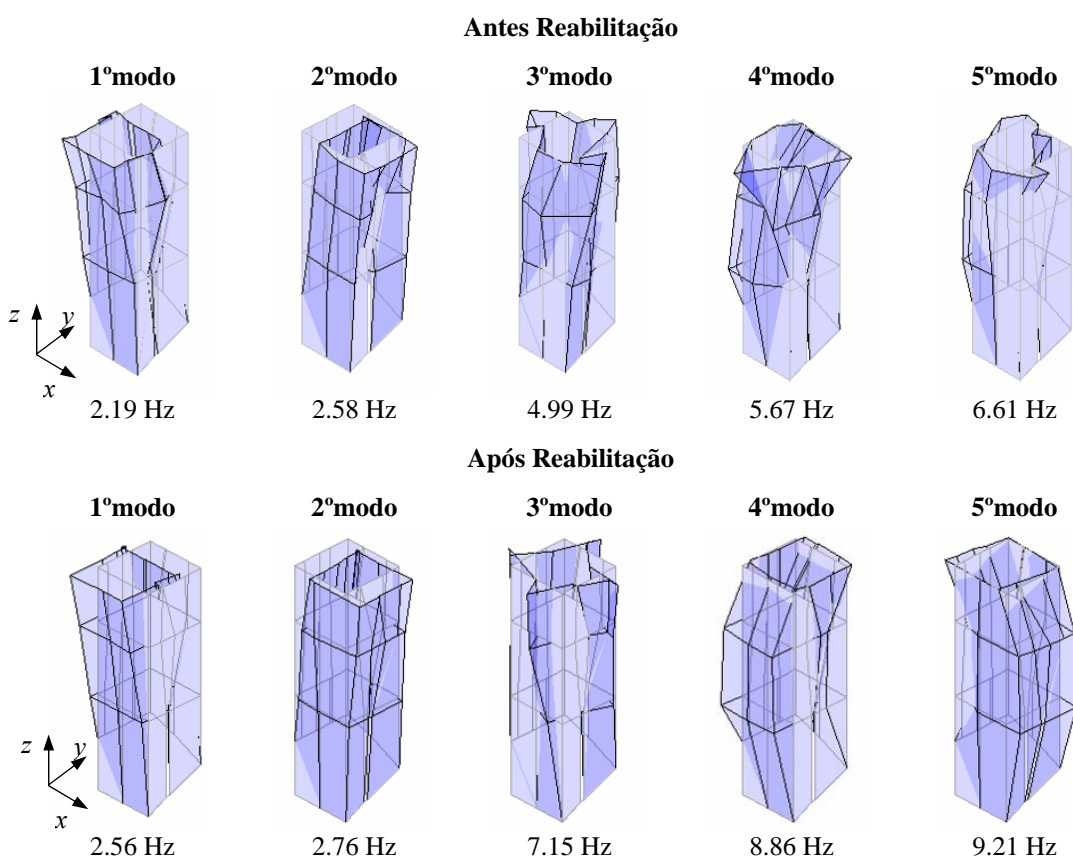


Figura 104 – Modos de vibração dos ensaios antes e após reabilitação

Efectuando a comparação entre os modos de vibração obtidos para as duas situações estruturais (antes e depois da reabilitação), verifica-se que as deformações produzidas são diferentes.

A observação dos modos obtidos para os dados do primeiro ensaio evidencia a existência de algumas perturbações no comportamento da estrutura, localizadas na periferia dos locais onde a torre sofria de forte fissuração (fachada Este e Oeste). Os modos obtidos para os dados do segundo ensaio apresentam uma melhor definição dos deslocamentos modais, fruto de um comportamento estrutural melhorado, estando a estrutura a funcionar de uma forma integral. Assim sendo, é de admitir que a presença das perturbações locais nos modos de vibração do primeiro ensaio estejam relacionadas com o forte estado de degradação que afectava a estrutura da torre.

Para estudar melhor as duas situações estruturais, um parâmetro muito utilizado para a comparação dos modos de vibração é o coeficiente MAC (*“Modal Assurance Criterion”*), que calcula a correlação existente entre diferentes modos. O coeficiente MAC é determinado a partir do processamento de pares de modos de vibração e é obtido pela seguinte expressão:

$$MAC(\phi_i^a, \phi_j^b) = \frac{\left| (\phi_i^a)^T \phi_j^b \right|^2}{\left((\phi_i^a)^T \phi_i^a \right) \left((\phi_j^b)^T \phi_j^b \right)} \quad (\text{Equação 2})$$

onde ϕ_i^a é o modo i do primeiro ensaio e ϕ_j^b é o modo j do segundo ensaio.

O coeficiente pode assumir valores entre 0 e 1, sendo que valores próximos de 1 indicam uma muito boa correlação entre os modos de vibração analisados, enquanto que valores próximos de 0 indicam que não existe correlação entre os modos analisados. Normalmente, quando os valores obtidos são superiores a 0.80 – 0.85 é considerada uma boa correlação, enquanto que no caso de valores inferiores a 0.40 a correlação é considerada muito fraca ou inexistente (Gentile e Saisi, 2007).

Sabendo os valores dos coeficientes MAC, pode-se ainda obter um outro parâmetro que permite estimar a média das diferenças entre os componentes de dois vectores ϕ_i^a e ϕ_j^b , designado por NMD (*“Normalized Modal Displacement”*), que pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$NMD(\phi_i^a, \phi_j^b) = \sqrt{\frac{1 - MAC(\phi_i^a, \phi_j^b)}{MAC(\phi_i^a, \phi_j^b)}} \quad (\text{Equação 3})$$

O coeficiente NMD é muito mais sensível às diferenças entre modos de vibração do que o coeficiente MAC e é bastante utilizado na observação das diferenças existentes em modos de vibração com correlações muito boas (MAC com valores entre os 0.90 e 1.0). O coeficiente NMD pode assumir valores desde 0 até ∞ .

Para o caso em estudo, adoptou-se o critério de considerar como boas correlações os modos de vibração que apresentem coeficientes MAC superiores a 0.90 e

coeficientes NMD inferiores a 0.33. Na Tabela 9 são apresentados os valores obtidos para os coeficientes MAC e NMD para o caso da torre antes e depois do reforço.

Tabela 9 – Valores dos coeficientes MAC e NMD para os 5 modos de vibração

	1ºmodo	2ºmodo	3ºmodo	4ºmodo	5ºmodo
MAC	0.62	0.66	0.52	0.27	0.50
NMD	0.78	0.72	0.96	1.64	1.0

Analisando os valores obtidos para os coeficientes MAC, pode-se concluir que a correlação entre os modos de vibração estudados é fraca pois apresenta valores inferiores a 0.66. Esta observação é evidenciada com os valores obtidos para o coeficiente NMD. Para este parâmetro, na prática os valores são considerados como aceitáveis se forem inferiores a 33%, correspondendo a uma boa correlação entre modos (valores do coeficiente MAC igual ou superior a 0.90). No caso em estudo, os valores obtidos são extremamente altos, sendo o valor mais baixo igual a 72% (modo 2), demonstrando existirem grandes diferenças entre os deslocamentos modais.

Da análise dos parâmetros modais obtidos para as situações antes e após intervenção, pode-se concluir que o comportamento dinâmico melhorou consideravelmente com a intervenção de reforço. A reparação dos danos existentes e a introdução dos tirantes de reforço mostraram-se eficazes e contribuíram significativamente para o melhoramento do comportamento dinâmico.

4.7 Aplicação de Métodos Inversos

Com o objectivo de avaliar os resultados obtidos pelo método directo, o comportamento da torre para as situações antes e depois do reforço foi também analisado através da aplicação de um método inverso. A utilização deste método incluiu a criação de um modelo numérico de elementos finitos com base no levantamento geométrico efectuado à estrutura. Com o modelo numérico efectuou-se o ajuste de algumas propriedades mecânicas da estrutura através da optimização não linear baseada no método dos mínimos quadrados. Este procedimento de ajuste da resposta numérica à resposta experimental é também conhecido por *Finite Element Model Updating* (FEMU) method.

A designação “método inverso” deriva da possibilidade de aplicar este método para a identificação um conjunto de variáveis estruturais desconhecidos, bastando para isso ajustar o modelo de elementos finitos às medições experimentais.

Assim, a aplicação deste método consiste no ajuste de parâmetros (variáveis) desconhecidos do modelo de elementos finitos, tais como as propriedades dos materiais, ligações entre elementos finitos ou as condições de apoio, de forma a que os resultados numéricos tenham uma boa correlação com os resultados experimentais.

Para a modelação da estrutura da torre foi utilizado o software DIANA (2007). A optimização do modelo foi automatizada através da implementação do método não linear dos mínimos quadrados, com matriz de sensibilidade, numa ferramenta desenvolvida em MATLAB (2007). A explicação detalhada deste e de outros métodos de optimização pode ser encontrada em Teughels (2003).

Fundamentalmente, os métodos de optimização tentam minimizar os resíduos calculados através de uma função designada por função objectivo (π). A função

objectivo (π) pode ser calculada através dos erros entre as frequências experimentais e numéricas e pelas diferenças entre os respectivos vectores modais. Assim, a função pode ser representada da seguinte forma:

$$\pi = \frac{1}{2} \left[\sum_{j=1}^{m_{\omega}} W_{\omega} \left(\frac{\omega_j^2 - \omega_{j,\text{exp}}^2}{\omega_{i,\text{exp}}^2} \right)^2 + \sum_{j=1}^{m_{\phi}} W_{\phi} (\phi_j - \phi_{j,\text{exp}})^2 \right] \quad (\text{Equação 4})$$

onde m_{ω} representa o número de frequências consideradas para o cálculo, m_{ϕ} o número de modos de vibração normalizados consideradas para o cálculo e W_{ω} e W_{ϕ} são matrizes diagonais de ponderação dos resíduos das frequências e dos resíduos dos modos de vibração, respectivamente. A separação das matrizes de ponderação para as frequências e para os modos de vibração permite definir, em separado, a contribuição de cada uma delas na optimização do modelo. É ainda de referir que a normalização dos modos de vibração experimentais e numéricos é conseguida dividindo todos os valores pelo valor máximo de deslocamento. Desta forma, os resíduos dos modos de vibração são comparáveis com os resíduos obtidos para as frequências.

Na Figura 105 é apresentado o esquema de funcionamento da optimização do modelo de elementos finitos utilizado na aplicação criada em MATLAB, idealizado por Theughels (2003).

O procedimento de optimização tem o seu início após a criação do modelo numérico da estrutura e a definição das variáveis a optimizar e desenvolve-se da seguinte forma:

1. Cálculo do modelo de elementos finitos obtendo-se os parâmetros modais numéricos;
2. Comparação dos resultados obtidos pelo modelo numérico com os obtidos pela via experimental e determinação das diferenças (resíduos) entre as duas séries de dados;
3. Cálculo da matriz de sensibilidade (também designada de matriz jacobiana), obtida a partir da derivada de primeira ordem dos resíduos, relativamente a cada variável a optimizar. Os valores resultantes do cálculo da matriz jacobiana determinam os factores de correcção a aplicar a cada variável a optimizar, com o objectivo de permitir a redução das diferenças existentes entre os parâmetros modais dos dois modelos (experimental e numérico). A definição dos factores de correcção permite visualizar a tendência seguida pelo processo de optimização;
4. Aplicação da função objectivo de minimização, utilizando os novos valores corrigidos;
5. Verificação da convergência dos parâmetros modais obtidos pela via experimental e pela via numérica. Para a verificação da convergência foi considerado um intervalo de variação ($\Delta\pi$) de 1.0×10^{-6} . Durante a verificação da convergência, se existirem dois resultados consecutivos com valores de

variação inferiores a $(\Delta\pi)$, o processo de optimização é considerado como concluído e são apresentadas as variáveis optimizadas. Se, por outro lado, a variação obtida for superior ao intervalo de variação $(\Delta\pi)$, será iniciada uma nova iteração.

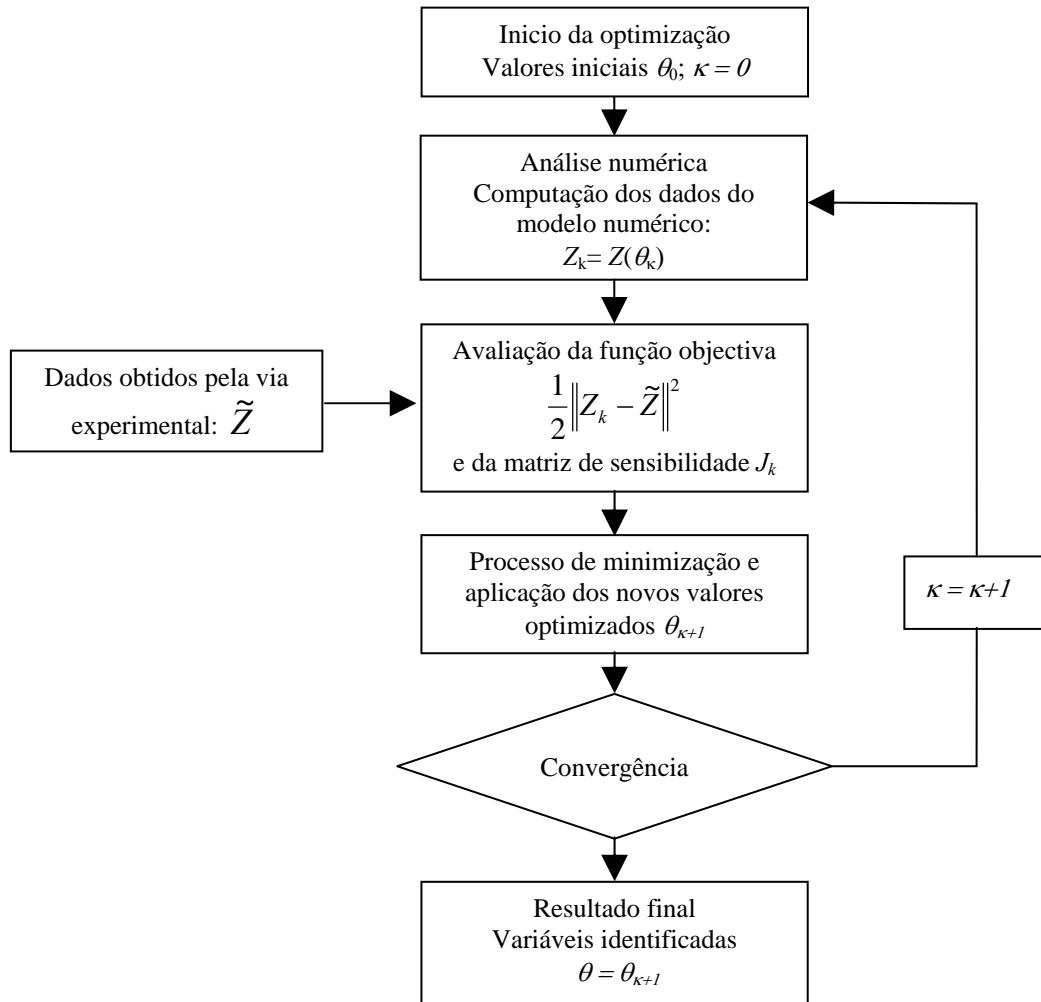


Figura 105 – Esquema do procedimento utilizado na optimização do modelo de elementos finitos (Teughels, 2003)

Este processo iterativo realizará tantas iterações quanto necessárias até as que diferenças entre o modelo experimental e o modelo numérico sejam minimizadas até um resíduo considerado aceitável.

Para a optimização do modelo de elementos finitos da estrutura da torre foram considerados 12 pontos de referência com dois graus de liberdade (segundo x e y), localizados junto aos cunhais e correspondendo a um total de 24 graus de liberdade (ver Figura 106).

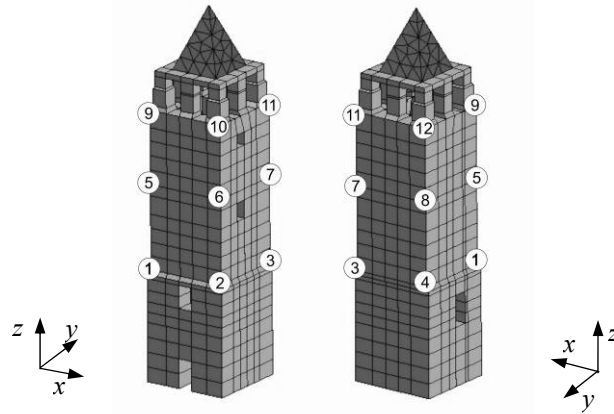


Figura 106 – Pontos de referência considerados para a optimização do modelo de elementos finitos

Na função objectivo foram consideradas 5 frequências naturais (m_ω) e 5 modos de vibração (m_ϕ). Conforme já foi referido anteriormente, foi implementada na aplicação de MATLAB a tolerância de 1.0×10^{-6} para os resíduos e para os parâmetros optimizados pela função objectivo. Para o factor de correcção obtido pela matriz jacobiana foi definida uma variação máxima igual a 1% do valor inicial a optimizar. De modo a evitar a obtenção de variáveis optimizadas com valores irreais, foram também definidas as condições limite (superiores e inferiores) para cada variável.

Para avaliação das correlações entre os modos de vibração numéricos e experimentais, foram calculados de forma automática os índices modais MAC e NMD. Nos cálculos foi introduzido um novo índice modal, o COMAC (Coordinate Modal Assurance Criterion), que pode ser obtido através da expressão:

$$COMAC(i) = \frac{\left| \sum_{j=1}^m |(\phi_A)_{i,j} (\phi_B)_{i,k}| \right|^2}{\left(\sum (\phi_A)_{i,j}^2 \right) \left(\sum (\phi_B)_{i,k}^2 \right)} \quad (\text{Equação 5})$$

onde $(\phi_A)_{i,j}$ e $(\phi_B)_{i,k}$ representam os deslocamentos do nó j do modelo experimental e o nó k do modelo numérico. O Índice COMAC é uma combinação linear entre dois vectores estudados e indica a contribuição dos graus de liberdade da estrutura na correlação entre dois modos de vibração. A sua utilização permite também identificar áreas da estrutura onde possam existir alterações ou variações locais, pela combinação das informações disponíveis dos dois modos correlacionados. Tal como no índice MAC, os valores podem variar entre 0 e 1. Valores próximos da unidade representam uma boa correlação entre os modos analisados (deslocamentos), enquanto que valores baixos representam uma fraca correlação, identificando variações entre os modos em vários locais da estrutura.

Uma vez que a estrutura reabilitada possui um comportamento melhor do que o observado para a estrutura degradada, optou-se por iniciar a optimização do modelo de elementos finitos pela situação após a intervenção de reabilitação.

4.7.1 Optimização do Modelo de Elementos Finitos Após a Reabilitação

O processo de optimização do modelo de elementos finitos da torre foi realizado de uma forma progressiva, até ser obtido um modelo com um limite para o erro das frequências entre os 2% e os 3% e uma boa correlação entre os modos de vibração experimentais e os numéricos. Num processo iterativo e sequencial, função do comportamento dinâmico observado, foram simuladas várias modelações onde se introduziram algumas correcções/alterações (propriedades dos materiais, considerações de apoio, etc.) até se atingir a versão final do modelo.

Neste documento serão apenas apresentadas as 7 modelações numéricas da estrutura, consideradas como as mais representativas do processo de optimização desenvolvido para a situação após reabilitação. Nas primeiras 5 simulações foram utilizados modelos 3D criados com elementos de casca (ver Figura 107).

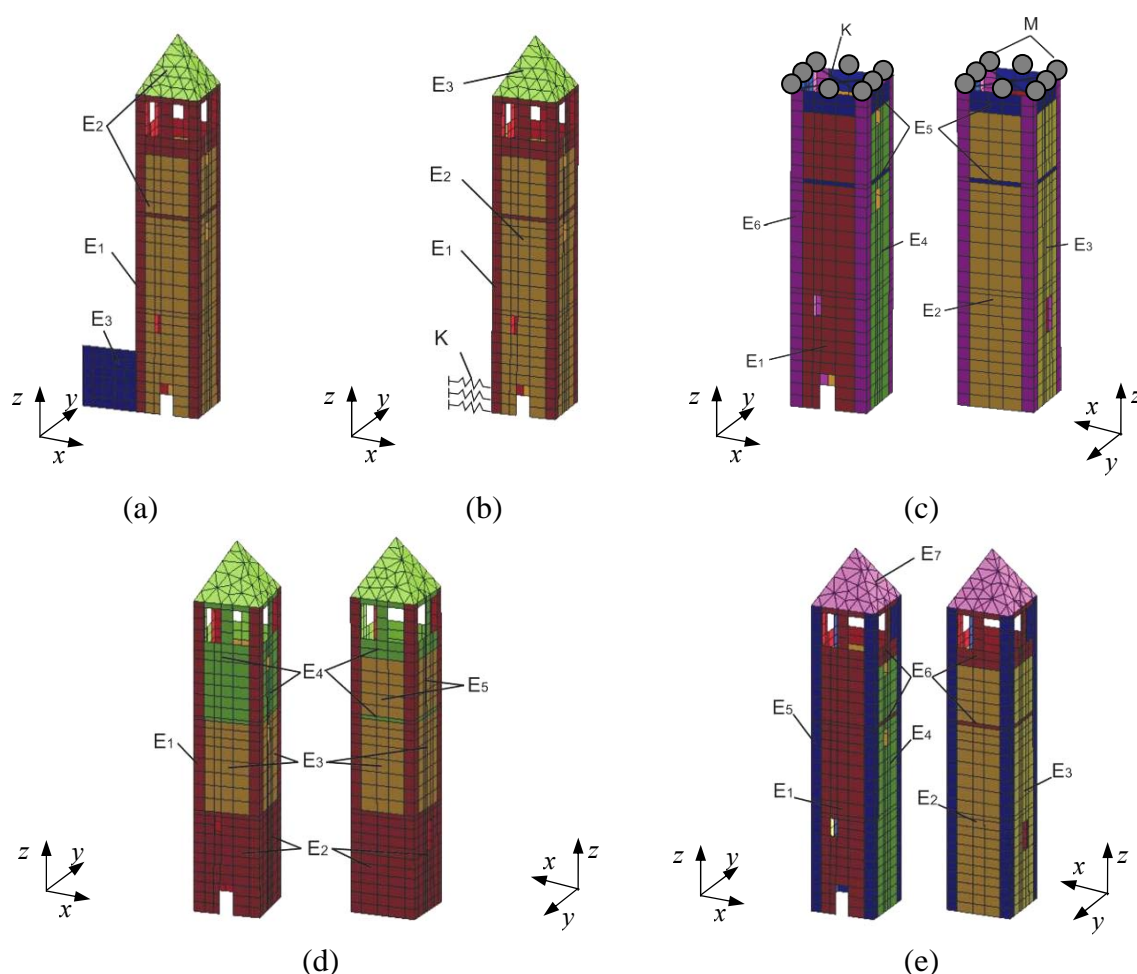


Figura 107 – Modelos com elementos de casca utilizados na optimização: (a) análise A_{Após}; (b) análise B_{Após}; (c) análise C_{Após}; (d) análise D_{Após} e (e) análise E_{Após}

A utilização deste tipo de modelação deveu-se ao facto dos elementos de casca proporcionarem análises mais simplificadas do que as obtidas com modelos tridimensionais, representando apenas o plano médio das tensões existentes nas paredes de alvenaria da estrutura.

Para a criação da malha de elementos finitos do modelo, foram utilizados elementos quadriláteros de 8 nós (CQ40F) para modelar as paredes e elementos triangulares de 6 nós (CT30F) para modelar a cobertura.

Os tirantes de reforço, aplicados na estrutura durante a intervenção de reabilitação, não foram considerados para a modelação. Este pressuposto foi assumido devido ao facto de os tirantes terem sido colocados sem pré-esforço (apenas foi efectuado o aperto dos extensores, não tendo sido definido qualquer tipo de pré-tensionamento). Durante a execução de algumas análises, verificou-se que a inclusão dos tirantes no modelo a simular não interferiam significativamente no comportamento dinâmico da estrutura. Também o pavimento metálico colocado à cota 3.50 foi excluído da modelação por não alterar significativamente o comportamento dinâmico da estrutura.

A sequência das 5 optimizações realizadas com elementos de casca, caracterizando as várias tentativas simuladas, é apresentada de seguida.

4.7.1.1 Análise $A_{Após}$

Na Análise $A_{Após}$ (primeira modelação - ver Figura 107a) foram optimizadas 3 variáveis: $E_{Cunhais}$, $E_{AlvenariaPedra}$ (inclui a alvenaria da cobertura) e E_{Muro} lateral. A introdução do muro foi baseada no pressuposto de que este poderia influenciar o comportamento dinâmico da estrutura, introduzindo alguma rigidez na direcção Oeste-Este.

Os critérios adoptados para a definição dos materiais da torre, basearam-se na observação “in-situ” das características dos vários materiais aplicados na estrutura. Durante essa observação, constatou-se existirem zonas onde a estrutura é constituída por cantaria de pedra, e outras constituídas por alvenarias de pedra argamassada. Decidiu-se então considerar os cunhais e a alvenaria do interior como sendo dois materiais diferentes.

Para as condições de apoio os elementos inferiores do modelo foram limitados segundo as 3 direcções (x , y e z). Foi ainda considerado o efeito do solo sobre as alvenarias da torre, pois considerou-se que poderia ser importante para caracterizar com exactidão o comportamento dinâmico da estrutura.

Como valores iniciais foram considerados 1 GPa para as 3 variáveis a optimizar (E – módulos de Young) e 0.20 para o coeficiente de Poisson (γ) das alvenarias.

Para a definição das massas dos materiais da estrutura, foram consideradas densidades de 2400 kg/m^3 para as cantarias dos cantos, 2200 kg/m^3 para as alvenarias interiores e 2000 kg/m^3 para a alvenaria da cobertura.

Na Tabela 10 são apresentados os resultados das variáveis optimizadas.

Tabela 10 – Resultados das variáveis optimizadas para a análise $A_{Após}$

Variável	Un	Valor Inicial	Valor Final	Média absoluta dos erros das freq. Estimadas (%)	MAC Médio	NMD Médio	COMAC Médio
1-Ecunhais	GPa	1.000	1.155	3.46	0.87	0.54	0.85
2-Ealvenaria Pedra	GPa	1.000	1.751				
3-Ealvenaria Muro	GPa	1.000	0.997				

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que o erro médio das frequências estimadas por este modelo foi de 3.5%. Para os índices modais foi obtido um índice MAC médio de 0.85, um NMD de 0.54 e um COMAC de 0.87. Face aos valores obtidos por estes índices, tendo em conta o critério adoptado para estes limites abordado no item 4.6, verificou-se que não existe uma boa correlação entre os modos obtidos pelo modelo numérico e pela via experimental. O erro obtido para as frequências é também um pouco superior ao desejado (entre 2% e 3%). Além disso, os resultados obtidos para as variáveis E_{Cunhais} e $E_{\text{AlvenariaPedra}}$ são questionáveis. Dadas as características dos materiais constituintes dos dois elementos analisados, era espectável que os valores dos cunhais fossem superiores aos da alvenaria o que, no entanto, não se verificou.

4.7.1.2 Análise $B_{\text{Após}}$

Evoluiu-se então para uma segunda análise ($B_{\text{após}}$), com a introdução de algumas alterações ao modelo de elementos finitos aplicado na primeira análise.

O muro lateral foi retirado e substituído por um sistema de molas com rigidez K para simulação do seu efeito sobre a estrutura. A alvenaria da cobertura deixou de estar associada à alvenaria de pedra e passou a ser uma variável independente, tendo-se reduzido a densidade da alvenaria da cobertura para 1800 kg/m^3 (ver Figura 107b).

Assim, para a segunda análise foram consideradas 4 variáveis: E_{Cunhais} , $E_{\text{AlvenariaPedra}}$, $E_{\text{Cobertura}}$ e K_{Solo} . As restantes considerações mantiveram-se inalteráveis.

Na Tabela 11 são apresentados os resultados das variáveis optimizadas para a análise $B_{\text{Após}}$.

Tabela 11 – Resultados das variáveis optimizadas para a análise $B_{\text{Após}}$

Variável	Un	Valor Inicial	Valor Final	Média absoluta dos erros das freq. Estimadas (%)	MAC Médio	NMD Médio	COMAD Médio
1-Ecunhais	GPa	1.000	0.911	4.31	0.99	0.08	0.99
2-Ealvenaria Pedra	GPa	1.000	2.580				
3-Ecobertura	GPa	1.000	10.998				
4-K muro	GPa.m	0.001	0.011				

Da análise aos resultados obtidos, verifica-se que a correlação entre os modos de vibração melhorou consideravelmente, conforme se pode observar na Tabela 11. Os índices modais MAC e COMAC assumem valores próximos da unidade e o índice NMD apresenta um valor de 8%, indicando uma boa correlação entre os modos numéricos e experimentais. No entanto, o erro médio das frequências subiu para 4.31% e o valor obtido para o módulo de Young da alvenaria da cobertura (E3) é um valor irrealista, pois ultrapassa em mais de 4 vezes o valor obtido para as paredes de alvenaria laterais.

Pelo comportamento evidenciado por este modelo concluiu-se que os elementos superiores da torre, constituídos pela zona das janelas e da cobertura, tinham influência no comportamento dinâmico da estrutura. Assim, tornou-se necessário optimizar a modelação desta zona, apesar de existirem dificuldades associadas à ausência de um levantamento geométrico exaustivo desses elementos.

4.7.1.3 Análise $C_{Após}$

Numa tentativa de otimizar a cobertura, na terceira optimização a cobertura e a zona das janelas foi substituída por um conjunto de nós com massas localizadas para simulação do peso da cobertura. Foi ainda considerado um conjunto de barras para simular a rigidez equivalente à estrutura da cobertura removida (ver Figura 107c).

Foram ainda definidas novas variáveis para a optimização: As alvenarias de pedra foram subdivididas segundo as orientações das fachadas (E_{Sul} , E_{Norte} , E_{Oeste} , E_{Este}), mantendo a variável para os cunhais ($E_{Cunhais}$). Também foram criadas 3 novas variáveis: $E_{Cantaria}$ que corresponde ao módulo de Young das alvenarias de pedra melhorada existentes junto às janelas da cobertura, a variável M que representa o valor da massa da cobertura removida e a variável K_{Barra} que se refere à rigidez axial das barras consideradas no topo da estrutura.

Na Tabela 12 são apresentados os resultados das 8 variáveis optimizadas para a análise $C_{Após}$.

Tabela 12 – Resultados das variáveis optimizadas para a análise $C_{Após}$

Variável	Un	Valor Inicial	Valor Final	Média absoluta dos erros das freq. Estimadas (%)	MAC Médio	NMD Médio	COMAD Médio
1-Esul	GPa	2.000	1.123				
2-Enorte	GPa	2.000	3.533				
3-Eoeste	GPa	2.000	1.469				
4-Eeste	GPa	2.000	3.619				
5-Ecantaria	GPa	2.000	1.186	13.82	0.99	0.10	0.99
6-Ecunhais	GPa	2.000	7.231				
7-M cobertura	Ton	1.500	2.193				
8-K Tirantes	GPa.m	10.000	34.707				

Mais uma vez os resultados voltaram a evidenciar uma boa correlação entre os modos, mas as dificuldades em calibrar as frequências aumentaram, evidenciadas pelos valores de erro obtidos (perto de 14%).

4.7.1.4 Análise $D_{Após}$

Uma vez que a substituição da estrutura da cobertura, por um conjunto de massas e um sistema de barras com rigidez equivalente, não produziu os resultados esperados, na quarta análise considerou-se novamente o modelo com a cobertura. No modelo utilizado para esta análise, as alvenarias dos alçados Norte e Oeste foram definidas com 3 níveis, enquanto que nas alvenarias dos alçados Sul e Este foram considerados apenas dois níveis, uma vez que o ultimo nível (3º nível) foi considerado como fazendo parte da cantaria das janelas junto à cobertura (ver Figura 107d). A contribuição do muro lateral foi excluída e a cobertura foi novamente considerada como constante.

Quanto às variáveis, foram seleccionadas 5: $E_{Cunhais}$, $E_{Alvenaria-nível1}$, $E_{Alvenaria-nível2}$, $E_{Alvenaria-nível3}$ e $E_{Cantaria}$. Na Tabela 13 são apresentados os resultados das variáveis optimizadas para a análise $D_{Após}$.

Tabela 13 – Resultados das variáveis optimizadas para a análise $D_{Após}$

Variável	Un	Valor Inicial	Valor Final	Média absoluta dos erros das freq. Estimadas (%)	MAC Médio	NMD Médio	COMAD Médio
1-Ecunhais	GPa	2.000	11.949	12.50	0.89	0.33	0.85
2-Ealvenaria-nível1	GPa	2.000	0.790				
3-Ealvenaria-nível2	GPa	2.000	0.254				
4-Ealvenaria-nível3	GPa	2.000	2.000				
5-Ecantaria	GPa	2.000	0.195				

Os resultados obtidos pela análise $D_{Após}$ também demonstraram a dificuldade do modelo criado em ajustar as frequências, possuindo um erro médio de 12.5%. A correlação dos modos de vibração piorou, apresentando no entanto valores que indicam uma boa calibração dos resultados aos modos de vibração obtidos experimentalmente.

4.7.1.5 Análise $E_{Após}$

Finalmente, na última análise efectuada com elementos de casca, o modelo criado dividiu (como considerado na análise $C_{Após}$) as alvenarias de pedra segundo as orientações Sul, Norte, Oeste e Este. Na fachada Sul, considerou-se que esta apresenta alvenaria de melhor qualidade, relativamente às restantes, pelo que foi apenas caracterizada pelo material cantaria (ver Figura 107e). Ao todo foram definidas 7 variáveis de optimização: E_{Sul} , E_{Norte} , E_{Oeste} , E_{Este} , $E_{Cunhais}$, $E_{Cantaria}$ e $E_{Cobertura}$.

Na Tabela 14 são apresentados os resultados das variáveis optimizadas para esta análise modelo ($E_{Após}$). Os resultados obtidos pareciam, à primeira observação, estar de acordo com os critérios de aceitação da optimização definidos inicialmente. A média do erro produzido para as frequências situa-se nos 2.6%, dentro do intervalo (2% - 3%) definido inicialmente. Os índices modais também apresentam valores bastante aceitáveis, próximos da unidade para o MAC e o COMAC e cerca de 11% para o NMD, demonstrando existir uma boa correlação entre os modos.

Tabela 14 – Resultados das variáveis optimizadas para a análise $E_{Após}$

Variável	Un	Valor Inicial	Valor Final	Média absoluta dos erros das freq. Estimadas (%)	MAC Médio	NMD Médio	COMAD Médio
1-Esul	GPa	2.000	1.467	2.59	0.99	0.11	0.98
2-Enorte	GPa	2.000	4.227				
3-Eoeste	GPa	2.000	1.919				
4-Eeste	GPa	2.000	4.711				
5-Ecunhais	GPa	2.000	0.575				
6-Ecantaria	GPa	2.000	4.326				
7-Ecobertura	GPa	2.000	3.900				

Na Figura 108 são apresentadas as correlações entre os modos de vibração e na Figura 109 é apresentada a representação dos modos numéricos obtidos pelo modelo otimizado.

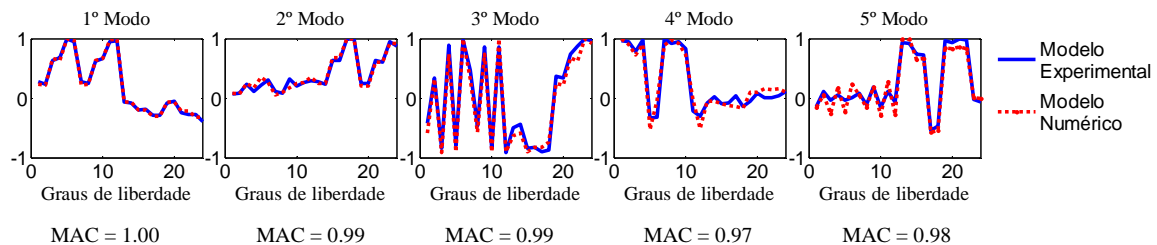


Figura 108 – Representação gráfica da correlação entre os modos obtidos pelo modelo numérico ($E_{\text{Após}}$) e os obtidos por via experimental

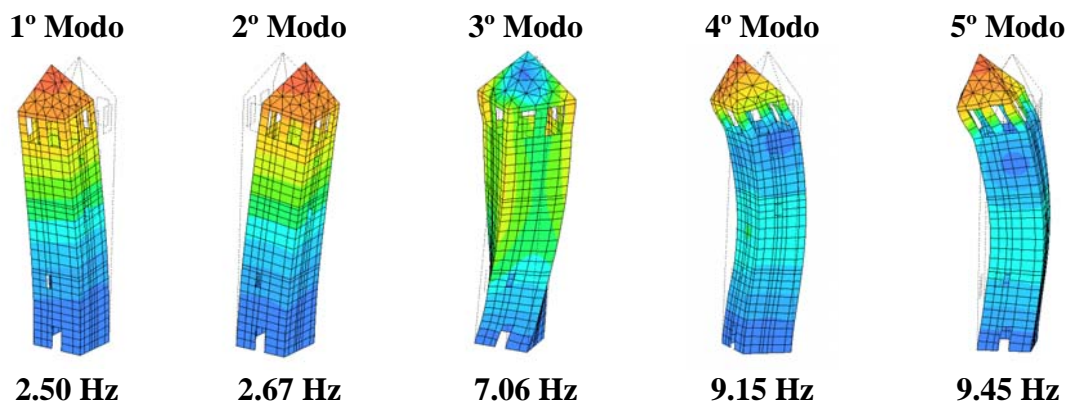


Figura 109 – Representação dos modos de vibração e das frequências naturais obtidas pela optimização do modelo numérico ($E_{\text{Após}}$)

No entanto, a avaliação cuidada aos valores finais das variáveis optimizadas (ver Tabela 14) mostra que as grandezas obtidas não são realistas, pois não reflectem o real comportamento da estrutura. As paredes de alvenaria têm idêntica configuração, em termos de largura e espessura dos panos, pelo que seria de esperar a obtenção de valores próximos. No entanto, tal não acontece verificando-se que o módulo de Young das fachadas Norte e Este possuem valores muito superiores às fachadas Sul e Oeste. Esta situação não faz muito sentido até porque a fachada Sul, como se pode verificar na Figura 99c, é constituída por cantaria de pedra de melhor qualidade. Contrariamente ao esperado, o valor da variável optimizada da alvenaria dos cunhais foi inferior aos valores obtidos para todas as alvenarias das fachadas. Acrescenta-se ainda o facto do valor do módulo de Young da cobertura ser superior a algumas alvenarias, o que causa também alguma desconfiança pois era esperado que este fosse inferior. Os valores obtidos para a cobertura evidenciam, mais uma vez, as dificuldades sentidas na modelação correcta da zona da cobertura e das janelas. Optou-se então por não se considerar estes resultados como aceitáveis, dado que os valores obtidos para as variáveis representam um comportamento estrutural diferente do real.

A falta de resultados aceitáveis para as optimizações ao fim das 5 optimizações, estudando diversas variantes, originou uma nova abordagem a este problema.

Da realização das análises com elementos de casca, concluiu-se que as dificuldades encontradas em modelar de forma rigorosa a zona das janelas e da cobertura, devido ao deficiente levantamento geométrico desta zona e à escassez de elementos complementares, era um dos principais problemas a resolver no modelo. Por outro lado, começou-se a questionar a adaptabilidade do modelo de casca a este estudo em particular. Dado que os elementos de casca representam o plano médio das tensões existentes nas paredes, poderia não estar a ser correctamente simulada a rigidez nos cunhais da estrutura.

Perante isto, foi realizada uma visita ao local e foram fotografados os pormenores considerados relevantes para ajudar à optimização da modelação da zona das janelas e da cobertura.

Na posse desses novos elementos, foi desenvolvido um novo modelo tridimensional, utilizando elementos sólidos rectangulares (brick) de 20 nós (CHX60) para modelar as paredes. Para a modelação da cobertura foram utilizados elementos de casca triangulares de 6 nós (CT30F) (ver Figura 110).

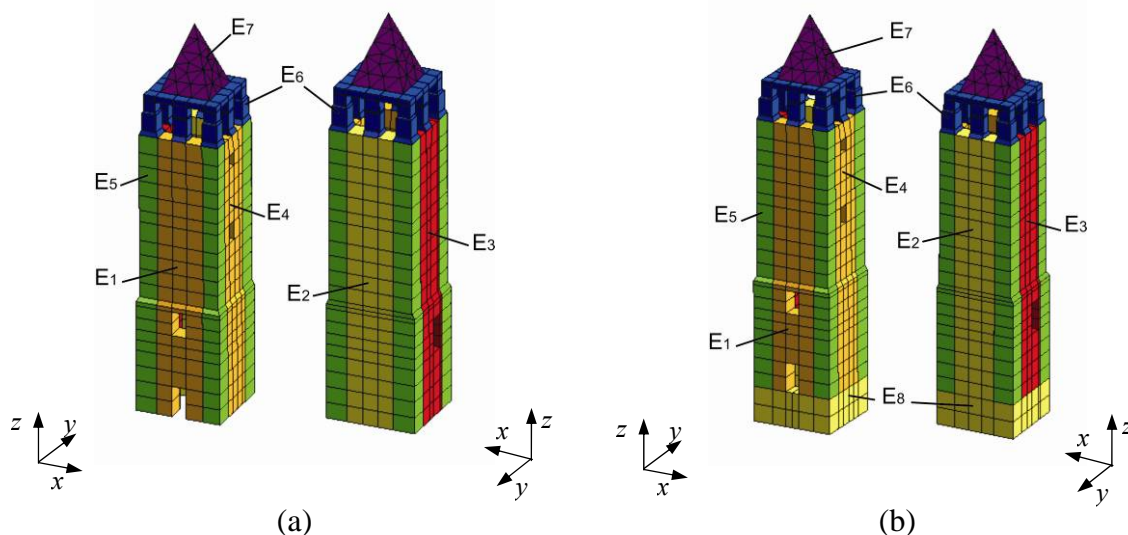


Figura 110 – Modelos tridimensionais utilizados na optimização: (a) análise $F_{Após}$ e (b) análise $G_{Após}$

Com a aplicação deste modelo, foram apenas necessárias 2 optimizações para serem obtidos valores considerados aceitáveis para a calibração do modelo.

4.7.1.6 *Análise $F_{Após}$*

Na primeira optimização com o novo modelo tridimensional foram consideradas as definições utilizadas no último modelo com elementos de casca. (análise $E_{Após}$). Para esta análise foram então consideradas 7 variáveis para optimização, conforme se pode verificar na Tabela 15.

Tabela 15 – Resultados das variáveis otimizadas para a análise $F_{Após}$

Variável	Un	Valor Inicial	Valor Final	Média absoluta dos erros das freq. Estimadas (%)	MAC Médio	NMD Médio	COMAD Médio
1-Esul	GPa	2.000	1.368	6.30	0.96	0.16	0.96
2-Enorte	GPa	2.000	2.238				
3-Eoeste	GPa	2.000	0.971				
4-Eeste	GPa	2.000	0.621				
5-Ecunhais	GPa	2.000	2.255				
6-Ecantaria	GPa	2.000	21.232				
7-Ecobertura	GPa	2.000	21.976				

Da otimização resultante, é possível verificar que o erro obtido para as frequências é superior ao desejado (entre 2% e 3%), enquanto que os índices modais demonstram uma boa correlação entre os modos de vibração.

Avaliando os resultados obtidos para as variáveis, considerou-se que os valores obtidos para a cantaria das janelas e para a alvenaria da cobertura não são aceitáveis, pois apresentam valores bastante superiores aos valores das restantes 5 variáveis.

4.7.1.7 Análise $G_{Após}$

Até este ponto, as modelações desenvolvidas tinham considerado a fundação da estrutura à cota 0.00m, desenvolvendo-se a partir daí o corpo da estrutura. No entanto, é credível que a estrutura possua elementos de fundação abaixo dessa cota (enterrados).

Para avaliar esta possibilidade e a sua possível influência no comportamento dinâmico, foram adicionados ao modelo novos elementos para simular a fundação. Os elementos adicionados, com 2.00 m de altura, foram considerados como prolongamento das alvenarias, mantendo as espessuras e as características das paredes. O módulo de elasticidade da fundação foi adicionado como variável, passando para 8 as variáveis a otimizar. Na Tabela 16 são apresentadas as variáveis otimizadas para a análise $G_{Após}$.

Tabela 16 – Resultados das variáveis otimizadas para a análise $G_{Após}$

Variável	Un	Valor Inicial	Valor Final	Média absoluta dos erros das freq. Estimadas (%)	MAC Médio	NMD Médio	COMAD Médio
1-Esul	GPa	2.000	1.974	2.10	0.98	0.12	0.98
2-Enorte	GPa	2.000	2.210				
3-Eoeste	GPa	2.000	1.075				
4-Eeste	GPa	2.000	0.805				
5-Ecunhais	GPa	2.000	3.875				
6-Ecantaria	GPa	2.000	1.210				
7-Ecobertura	GPa	2.000	0.195				
8-Efundação	GPa	2.000	5.997				

Da análise dos resultados obtidos, verifica-se uma boa calibração entre frequências, sendo a média do erro produzido para as frequências de 2.1%. Os índices modais também apresentam valores bastante aceitáveis, próximos da unidade para o MAC e o COMAC e cerca de 12% para o NMD, demonstrando existir uma boa correlação entre os modos. A introdução dos elementos da fundação mostrou ter sido uma consideração acertada, pois o modelo utilizado para a análise ($G_{\text{após}}$) obteve resultados para as variáveis mais razoáveis e perfeitamente aceitáveis.

As variáveis das fachadas Sul e Norte possuem valores superiores às fachadas Este e Oeste, o que se pode aceitar devido à melhor qualidade dos panos de alvenaria. Os cunhais apresentam, tal como o esperado, valores superiores aos obtidos para todas as alvenarias. Os valores obtidos para a cantaria das janelas e para a cobertura também podem ser considerados aceitáveis, face aos valores obtidos para as restantes variáveis. O valor obtido para a fundação é elevado mas pode ser considerado aceitável, tendo em conta o desconhecimento da sua geometria e o confinamento do solo a que esta alvenaria está sujeita.

Na Figura 111 são apresentadas as correlações entre os modos de vibração e na Figura 112 é apresentada a representação dos modos numéricos obtidos pelo modelo optimizado.

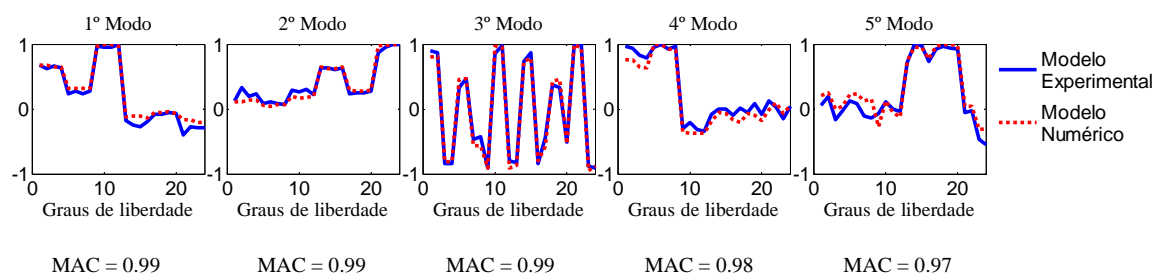


Figura 111 – Representação gráfica da correlação entre os modos obtidos pelo modelo numérico ($G_{\text{Após}}$) e os obtidos por via experimental

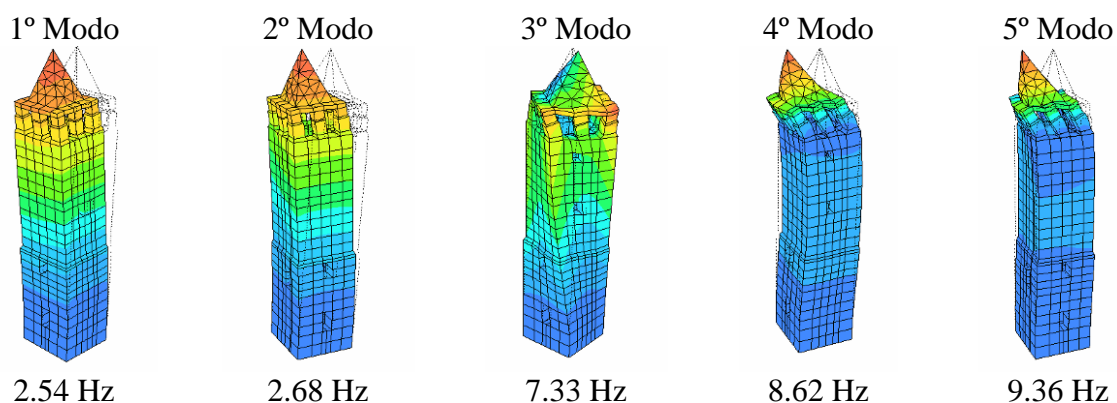


Figura 112 – Representação dos modos de vibração e das frequências naturais obtidas pela optimização do modelo numérico ($G_{\text{Após}}$)

4.7.2 *Optimização do Modelo de Elementos Finitos Antes da Reabilitação*

Depois da calibração do modelo numérico para a estrutura reabilitada, iniciou-se o mesmo procedimento para a calibração do modelo aos resultados experimentais obtidos durante a primeira campanha de medições.

A calibração do modelo para à estrutura degradada (antes da reabilitação) decorreu de uma forma mais célere que a anterior, como resultado dos conhecimentos adquiridos durante a modelação da estrutura para a situação após intervenção. Assim sendo, para a situação antes da intervenção serão apresentadas apenas duas das optimizações efectuadas (A_{antes} e B_{antes}).

4.7.2.1 *Análise A_{Antes}*

Para o início do procedimento de optimização, foi utilizado o modelo de elementos finitos calibrado para a situação após reabilitação (ver Figura 110b). Foram então consideradas as 8 variáveis a optimizar, mantendo todas as definições relativas às características dos materiais, apoios, etc. Na Tabela 17 são apresentadas as variáveis optimizadas para a análise A_{Antes} .

Tabela 17 – Resultados das variáveis optimizadas para a análise A_{Antes}

Variável	Un	Valor Inicial	Valor Final	Média absoluta dos erros das freq. Estimadas (%)	MAC Médio	NMD Médio	COMAD Médio
1-Esul	GPa	1.974	0.710	3.81	0.90	0.31	0.85
2-Enorte	GPa	2.210	2.210				
3-Eoeste	GPa	1.075	0.310				
4-Eeste	GPa	0.804	0.283				
5-Ecunhais	GPa	3.875	3.870				
6-Ecantaria	GPa	1.210	0.392				
7-Ecobertura	GPa	0.195	0.082				
8-Efundação	GPa	5.997	6.000				

Os resultados obtidos apresentam uma média do erro produzido para as frequências próxima dos 4.0%, valor ligeiramente acima dos limites considerados com aceitáveis para os níveis de erro para as frequências estimadas (2% a 3%). Os valores obtidos para os índices modais também apresentam valores aceitáveis, demonstrando existir uma correlação aceitável entre os modos.

Os resultados obtidos para as variáveis demonstram uma clara redução das características de alguns materiais, nomeadamente das alvenarias, devido ao elevado estado de degradação que afectava a estrutura. No entanto, a alvenaria Norte (variável 2) não sofreu qualquer alteração, mantendo o valor inicial. O valor apresentado para esta variável é questionável pois, para além de causar uma enorme variação entre os valores obtidos para as alvenarias, não era esperado que esta assumisse o mesmo valor nos dois modelos optimizados (para a situação antes e a situação após reabilitação). Deste modo, os resultados obtidos por este modelo não foram considerados aceitáveis.

4.7.2.2 *Análise B_{Antes}*

De acordo com o levantamento patológico realizado à estrutura da torre durante a fase inicial, as alvenarias sofriam de algumas anomalias (desagregação de material constituinte, falta de argamassa de enchimento entre pedras, fissuração, etc.) pelo que as características e as densidades do modelo inicial têm forçosamente de ser inferiores às da estrutura reabilitada, indo ao encontro do concluído na análise anterior (A_{Antes}).

Decidiu-se continuar com as 8 variáveis de otimizar e reduzir as densidades dos materiais considerados. Durante a reabilitação da torre de Mogadouro, foram aplicados cerca de 6 toneladas de materiais de enchimento e injeção das alvenarias, representando um acréscimo de 1,5% na densidade total da estrutura. Desta forma, foi considerada uma redução de 1,5% para as cantarias e alvenarias que constituem a torre, para a situação antes do reforço. Foram então consideradas as densidades de 2167 kg/m^3 para as alvenarias das paredes, 1970 kg/m^3 para a cobertura e 2364 kg/m^3 para as cantarias e para os cunhais. Na Tabela 18 são apresentadas as variáveis optimizadas com esta distribuição das densidades.

Tabela 18 – Resultados das variáveis optimizadas para a análise B_{Antes}

Variável	Un	Valor Inicial	Valor Final	Média absoluta dos erros das freq. Estimadas (%)	MAC Médio	NMD Médio	COMAC Médio
1-Esul	GPa	1.974	0.687	3.64	0.90	0.31	0.85
2-Enorte	GPa	2.210	2.210				
3-Eoeste	GPa	1.075	0.302				
4-Eeste	GPa	0.804	0.276				
5-Ecunhais	GPa	3.875	3.870				
6-Ecantaria	GPa	1.210	0.380				
7-Ecobertura	GPa	0.195	0.083				
8-Efundação	GPa	5.997	5.997				

Os resultados obtidos pela optimização são idênticos aos obtidos pela análise A_{Antes} , demonstrando que a nova distribuição das densidades não tem grande influência na resposta dinâmica da estrutura.

O erro médio obtido para as frequências estimadas é de 3.64%, encontrando fora do limite considerado como aceitável para os erros das frequências. Relativamente aos índices modais, estes apresentam valores aceitáveis indicadores de boas correlações, embora o 4º e o 5º modo de vibração apresentem algumas diferenças entre os dois vectores (ver Figura 113). No entanto, durante a primeira campanha de leituras as condições excitação foram fracas, o que causou dificuldades acrescidas na estimação dos parâmetros modais.

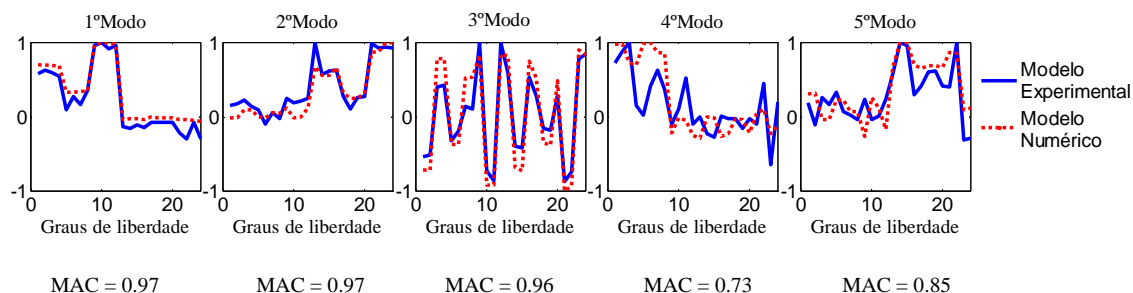


Figura 113 – Representação gráfica da correlação entre os modos obtidos pelo modelo numérico (B_{Antes}) e os obtidos por via experimental

Os modos de vibração obtidos pelo modelo numérico otimizado são apresentados na Figura 114, assim como as frequências naturais.

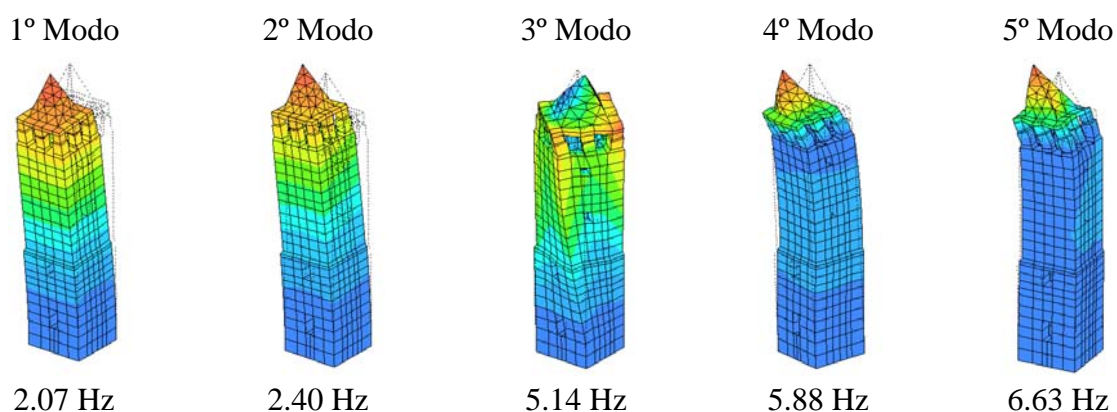


Figura 114 – Representação dos modos de vibração e das frequências naturais obtidas pela otimização do modelo numérico (B_{Antes})

Perante estes resultados, pode-se concluir que o modelo não é capaz de produzir uma perfeita calibração aos valores obtidos pela via experimental, tendo sido obtido um erro superior ao inicialmente desejado (3%). Os resultados obtidos demonstram uma clara redução da generalidade das variáveis consideradas excepto para os módulos de elasticidade da fachada Norte (E2), da cantaria dos cunhais (E5) e da cantaria das fundações (E8), que mantiveram os valores determinados na análise A_{Antes} .

A igualdade verificada para o módulo de elasticidade dos cunhais poderá, no entanto, ser considerada como aceitável atendendo ao facto destes serem constituídos por alvenarias de pedra maciça, esperando-se assim pouca variabilidade nas suas características. Relativamente ao módulo de elasticidade da alvenaria da fachada Norte (E2), era espectável uma redução deste valor na situação antes do reforço, devido ao elevado estado de degradação da estrutura na situação antes do reforço. No entanto é possível que esta parede (Norte), estando menos exposta à acção da chuva, fosse aquela que apresentava menos dano antes do reforço tendo, por isso, sofrido alterações pouco significativas nas suas características após o reforço, mantendo assim o seu valor.

Foram ainda realizadas outras tentativas de optimização, introduzindo a fissuração nas fachadas Este e Oeste como variável a optimizar. Numa primeira tentativa foi considerada uma variável representando a fissuração. Depois, numa

segunda tentativa, a fissuração foi discriminada em duas variáveis, representado cada uma delas a fissuração segundo as orientações das fachadas afectadas (Este e Oeste). Em ambas as tentativas, os resultados obtidos apresentaram valores de erro superiores aos produzidos pela análise B_{Antes} sendo por isso descartados. Conclui-se desta forma que, para a optimização global, o modelo apresenta melhores resultados quando se considera toda a extensão da parede como variável a optimizar.

Perante as dificuldades verificadas na calibração do modelo à situação antes do reforço, pode-se concluir que os resultados produzidos por este modelo são inconclusivos quanto à representação integral do comportamento da estrutura danificada.

Como justificação para as dificuldades encontradas durante o processo de calibração, podem-se apresentar as 3 causas mais prováveis para o sucedido: O elevado estado de degradação da estrutura danificada (tornando difícil reproduzir o seu comportamento dinâmico), uma selecção de pontos para a identificação dinâmica incompleta, motivada pela inacessibilidade da cobertura antes do reforço, e a falta de um levantamento exaustivo da geometria da cobertura que, como já foi referido anteriormente, demonstrou ter grande influência na resposta dinâmica da estrutura.

4.7.3 Comparação da Resposta Dinâmica Experimental e Numérica

Concluídas as optimizações para as duas condições estruturais (antes e depois da reabilitação), pode-se efectuar uma comparação entre os valores obtidos pelas optimizações e os respectivos comportamentos estruturais.

Analisando a Tabela 19, verifica-se que a generalidade das variáveis sofreu um acréscimo considerável da sua grandeza, exceptuando as variáveis da alvenaria Norte, dos cunhais e da fundação (variáveis 2, 5 e 8) que praticamente não sofreram qualquer alteração.

Tabela 19 – Variação entre as variáveis optimizadas para os dois modelos

Variável	Antes da Reabilitação (GPa)	Depois da Reabilitação (GPa)	Diferença	Relação Depois/Antes
1-Esul	0.687	1.974	+1.287	+2.87
2-Enorte	2.210	2.210	0	+1.00
3-Eoeste	0.302	1.075	+0.773	+3.56
4-Eeste	0.276	0.804	+0.528	+2.91
5-Ecunhais	3.870	3.875	+0.005	+1.00
6-Ecantaria	0.380	1.210	+0.830	+3.18
7-Ecobertura	0.083	0.195	+0.112	+2.35
8-Efundação	5.997	5.997	0	+1.00

Destas variáveis, a relativa à fachada Norte foi aquela cujos resultados suscitaram inicialmente maior desconfiança, pois esperava-se um decréscimo desta variável na situação antes do reforço. É no entanto possível que, sendo esta a parede que apresentava menos danos antes da reabilitação e reforço da estrutura e que está menos exposta à acção da chuva, possa apresentar valores semelhantes para as duas situações.

Relativamente às restantes variáveis que não sofreram alteração (cunhais e fundação), os valores obtidos para as duas situações podem ser considerados como

aceitáveis, se forem considerados o bom estado de conservação verificado para a cantaria dos cunhais e o confinamento da alvenaria das fundações pela acção do solo, situações que podem ter motivado a obtenção dos mesmos valores nas duas situações.

Na Figura 115 são apresentadas as oscilações das variáveis de optimização consideradas para a estrutura, introduzidas pelas acções de reabilitação e reforço da estrutura da torre de Mogadouro.

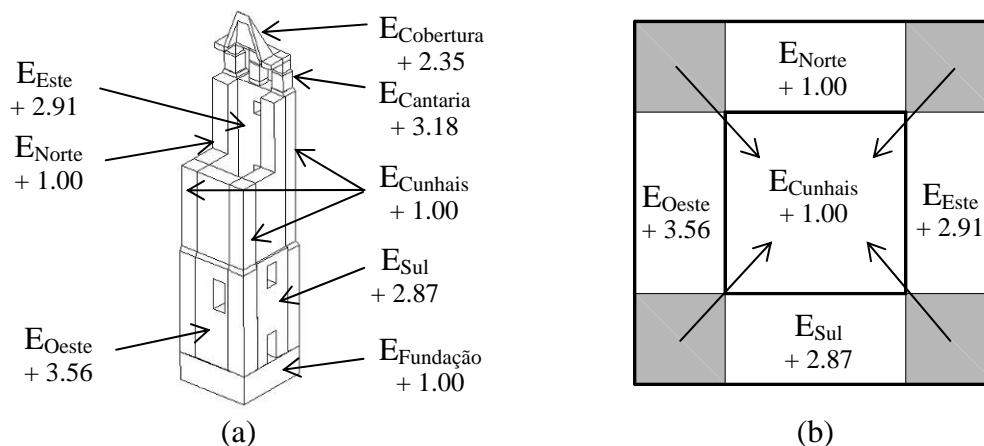


Figura 115 – Variação das características das alvenarias da torre: (a) perspectiva geral e (b) em planta

O primeiro modelo apresenta alvenarias e cantarias menos densas, como resultado da introdução de uma redução de 1,5% das densidades dos materiais considerados (2200 para 2167 kg/m³ para as alvenarias e 2400 para 2364 kg/m³ para as cantarias). A redução considerada para a estrutura danificada resulta da quantificação dos materiais de reparação adicionados na torre, aquando dos trabalhos de reabilitação, provocando um acréscimo na densidade da estrutura reabilitada.

Relativamente às frequências naturais obtidas pelos dois modelos, assiste-se a um aumento generalizado das frequências naturais do segundo modelo (após reabilitação), com maior expressão nas últimas 3 frequências (ver Tabela 20).

Tabela 20 – Variações entre as frequências naturais obtidas pelos dois modelos

Frequências	Un	Antes da Reabilitação (Hz)	Depois da Reabilitação (Hz)	Diferença	MAC	NMD
1 Frequência	Hz	2.07	2.54	+0.47	0.99	0.09
2 Frequência	Hz	2.40	2.68	+0.28	0.99	0.11
3-requência	Hz	5.14	7.33	+2.19	1.00	0.03
4 Frequência	Hz	5.88	8.62	+2.74	0.97	0.19
5 Frequência	Hz	6.63	9.36	+2.73	0.85	0.41

A comparação entre os modos permite observar diferenças entre os modos produzidos pelas duas modelações, com maior relevância nos modos 4 e 5 (ver Figura 116). Na Figura 117 são apresentados os modos de vibração obtidos pelo modelo numérico para as situações antes e após reforço.

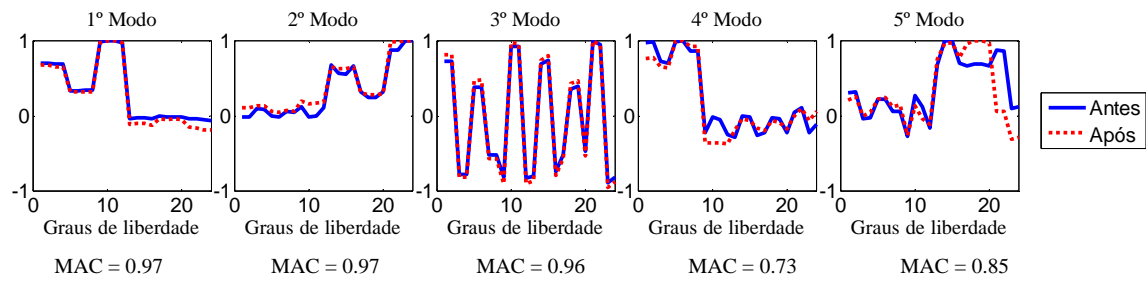


Figura 116 – Representação gráfica da correlação entre os modos obtidos pelo modelo numérico antes e depois do reforço

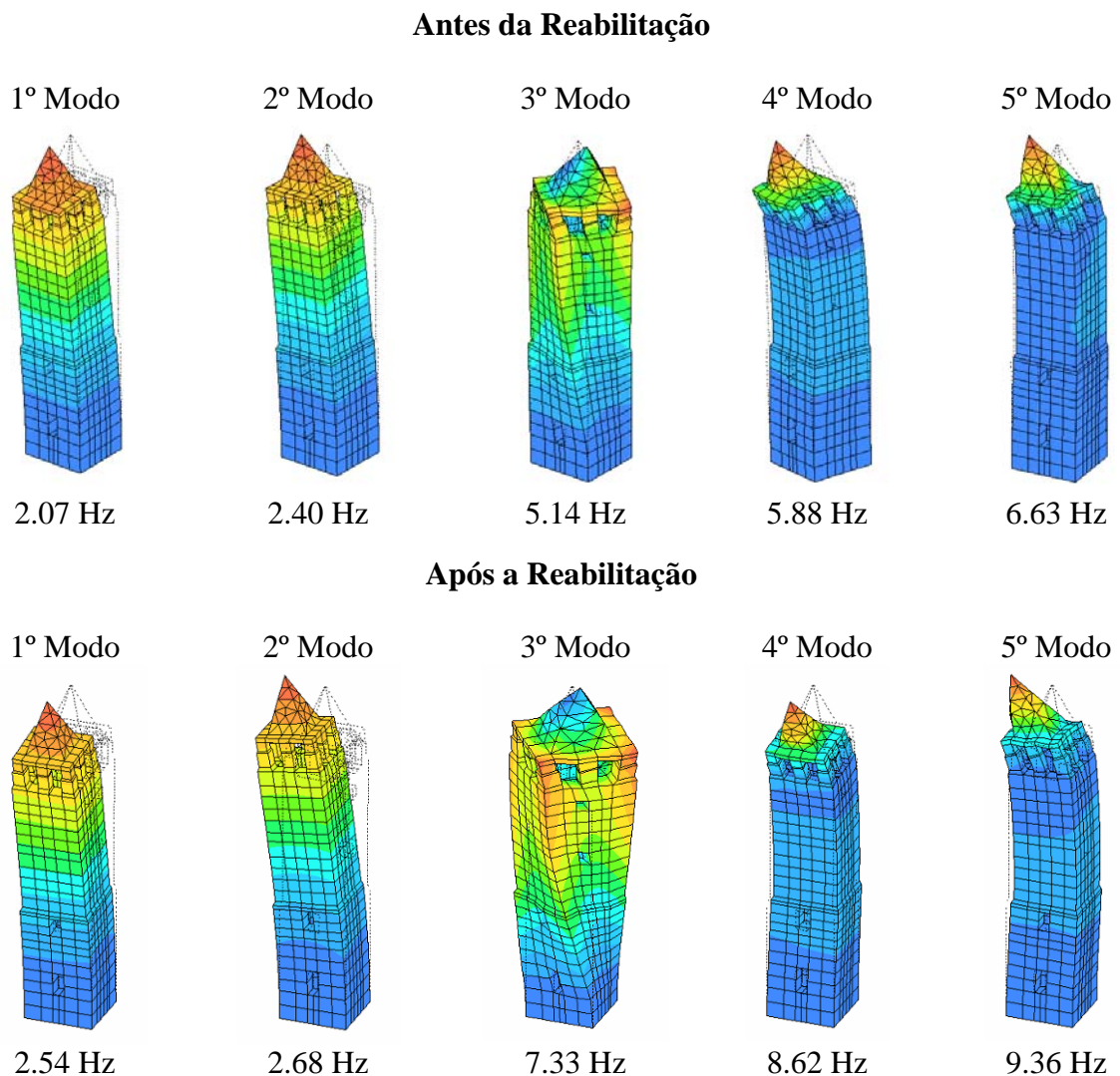


Figura 117 – Comparação dos modos de vibração obtidos para os dois modelos otimizados

As alterações observadas nos modos de vibração resultam da rigidez adquirida pela estrutura devido à intervenção de reabilitação e reforço, traduzindo-se num comportamento melhorado da estrutura da torre. No entanto, pela simples observação dos resultados obtidos pelos modelos numéricos, torna-se difícil visualizar as alterações provocadas no comportamento estrutural, ao contrário do que acontece com os resultados obtidos pelos ensaios dinâmicos realizados na torre antes e após o reforço, onde são visíveis as alterações ao comportamento, com maior ênfase nos últimos 3 modos de vibração (ver Figura 118).

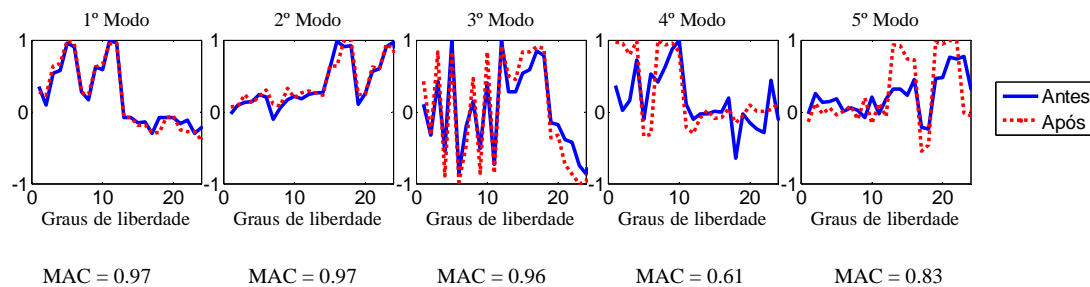


Figura 118 – Representação gráfica da correlação entre os modos obtidos pelos ensaios dinâmicos realizados antes e depois do reforço

Este facto evidencia as dificuldades do modelo numérico em representar integralmente o comportamento da estrutura degradada, conforme referido no item 4.7.2.2.

4.8 Comparação dos Resultados Obtidos Pela Aplicação dos Métodos Directos e Inversos

As alterações ao comportamento da estrutura, verificadas para as situações antes e após a intervenção, foram detectadas quer através da análise directa dos dados experimentais, quer através da calibração de um modelo numérico da estrutura.

Comparando a utilização destas duas ferramentas, verifica-se que a análise dos resultados experimentais com o software ARteMIS permitiu identificar, de uma forma célere, as frequências naturais, os coeficientes de amortecimento e os modos de vibração da estrutura. Foi também possível determinar os índices modais MAC e NMD através da correlação entre os modos obtidos para as situações antes e após intervenção. A comparação entre as frequências e os modos identificados para as duas situações, tendo em conta os índices modais calculados, permitiram concluir que o comportamento estrutural da estrutura após a intervenção é melhor do que o inicial.

Ao contrário da análise directa, a calibração de um modelo numérico é mais morosa. A calibração é desenvolvida através da modelação da estrutura com elementos finitos, efectuando depois o ajuste do modelo às medições experimentais. A tarefa de modelação pode ser morosa, função do grau de dificuldade e de detalhe da estrutura a modelar. Devido às dificuldades sentidas na modelação da zona das janelas e da cobertura, o processo de modelação da estrutura da torre demorou algum tempo a ser concluído. No entanto, quando a modelação foi conseguida e posteriormente calibrada, disponibilizou um modelo de elementos finitos que simula o comportamento da estrutura, podendo ser aplicado em futuras análises.

Das calibrações obtidas para as situações antes e após a intervenção, foram identificadas as frequências naturais, os modos de vibração, as variáveis optimizadas (características dos materiais), e a densidade dos materiais. Permite também calcular os índices modais MAC, NMD e COMAC. A análise dos resultados obtidos por esta ferramenta também permitiram concluir que a situação inicial da estrutura antes da reabilitação apresentava um comportamento deficiente. Para além das variações observadas nas frequências naturais e nos modos identificados (embora nos modos as variações não sejam facilmente identificáveis), foram também verificadas reduções significativas nas características dos materiais da estrutura inicial (massas e módulos de elasticidade dos materiais).

Pode-se então concluir que a utilização das duas ferramentas proporcionaram resultados positivos quanto às alterações verificadas para o comportamento estrutural da estrutura nas situações antes e após a intervenção. No entanto, a calibração de um modelo numérico apresenta-se como sendo uma solução mais completa. Apesar de ser mais morosa e mais difícil de obter, a quantidade e qualidade da informação obtida permite avaliar, de uma forma mais precisa, as alterações entre comportamentos estruturais distintos. Além disso, o modelo de elementos finitos calibrado pode vir a ser aplicado em futuras análises estruturais.

4.9 Conclusões

Neste capítulo desenvolveu-se o caso de estudo da reabilitação e reforço estrutural da Torre do Relógio de Mogadouro. Depois de uma descrição da estrutura do monumento histórico, foi realizada uma caracterização do estado de degradação inicial e apresentados os trabalhos de reabilitação e reforço estrutural realizados na estrutura.

Foram apresentadas as duas campanhas de ensaios dinâmicos realizados na estrutura antes e após a intervenção, com a descrição do equipamento e das configurações utilizadas durante a realização dos testes. Os ensaios utilizaram vibrações ambientais (Output Only) como fonte de excitação para a identificação dos parâmetros modais da estrutura.

Os resultados obtidos pelas campanhas de ensaios foram depois analisados de duas diferentes formas: A primeira análise foi realizada directamente nos dados obtidos (método directo), através da aplicação do software de análise modal ARTEMIS, obtendo-se os parâmetros modais de cada campanha de ensaios. A segunda análise foi efectuada utilizando um método inverso, através da modelação e posterior calibração de um modelo numérico da estrutura aos dados recolhidos pelas campanhas. A designação “método inverso”, também designado vulgarmente por *Finite Element Model Updating* (FEMU) method, deriva da possibilidade de aplicar este método à identificação de um conjunto de variáveis estruturais desconhecidas, bastando para isso ajustar o modelo de elementos finitos às medições experimentais.

Processando os dados obtidos durante as duas campanhas com o software ARTEMIS, foi possível observar a existência de diferentes comportamentos estruturais, antes e após o reforço da torre. Os diferentes comportamentos estruturais observados confirmaram a existência de um estado de degradação inicial da estrutura, confirmado “in-situ” aquando do início dos trabalhos de reabilitação.

Pela aplicação do método inverso, foi desenvolvido um modelo numérico da estrutura da torre e posteriormente calibrado às situações antes e após intervenção.

A modelação numérica da estrutura, e posterior calibração do modelo aos resultados obtidos pela via experimental (“model updating”), foi iniciada pela situação após reforço por se considerar que a estrutura reabilitada possui um comportamento melhorado relativamente ao observado para a estrutura degradada.

A calibração do modelo numérico aos resultados obtidos pela segunda campanha foi obtida ao fim de 7 modelações, produzindo valores aceitáveis para as variáveis optimizadas (valores de erro entre as frequências experimentais e as numéricas entre os 2 e os 3%).

A calibração do modelo aos dados da primeira campanha de monitorização (antes da reabilitação) produziu, na melhor simulação, valores de erro de cerca de 3.64%. Para além deste valor ser superior aos valores desejados (2 a 3%), os resultados obtidos para algumas variáveis são questionáveis, podendo no entanto ser aceitáveis, razão pela qual os resultados foram considerados inconclusivos quanto à representação integral do comportamento da estrutura danificada.

Apesar deste facto, as variáveis das restantes alvenarias sofreram, na generalidade, decréscimos consideráveis relativamente aos valores obtidos para a calibração do modelo numérico à situação após reforço, confirmando a existência de diferentes comportamentos para a estrutura inicial (degradada) e para a final (reabilitada).

Como causas prováveis das dificuldades evidenciadas pelo modelo em representar o comportamento da estrutura danificada, pode-se referir o elevado estado de degradação em que a estrutura se encontrava, uma selecção de pontos de leitura incompleta, agravada pela falta de acesso à zona da cobertura impedindo a monitorização dessa zona, e a falta de um levantamento exaustivo da geometria da zona da cobertura da torre que, conforme foi observado durante as optimizações, demonstrou ter grande influência no comportamento dinâmico da estrutura.

Efectuando a comparação entre os resultados das análises produzidas pelas duas metodologias, concluiu-se que a calibração do modelo numérico, apesar de ser mais trabalhosa e implicar maior tempo de análise, produziu maior quantidade e qualidade de parâmetros para a análise do comportamento da estrutura nas duas situações estudadas.

Capítulo 5

Influência dos Efeitos Ambientais na Torre de Mogadouro

5.1 Introdução

A monitorização da torre de Mogadouro cessou com a realização da segunda campanha de ensaios dinâmicos, depois da conclusão dos trabalhos de reabilitação. Desde essa data (meados de 2005), não foi realizada qualquer campanha de monitorização. Por esse motivo, o comportamento dinâmico da torre e a eficiência do reforço introduzido na estrutura, ao longo do tempo, era desconhecido.

Inserido no âmbito desta dissertação, foi desenvolvido e aplicado um sistema de monitorização de baixo custo, com o objectivo de estudar a influência da temperatura e da humidade nos parâmetros modais globais da estrutura. O sistema aplicado, para além de permitir efectuar a avaliação da influência dos parâmetros ambientais na resposta dinâmica da estrutura, permitiu também avaliar o comportamento da estrutura reabilitada, durante o período em que decorreram as campanhas de monitorização.

Neste capítulo será realizada uma revisão de estudos desenvolvidos sobre a influência dos parâmetros ambientais na resposta dinâmica das estruturas e sobre ferramentas capazes de quantificar e filtrar a influência destes parâmetros.

Será apresentado o sistema de monitorização considerado bem como a descrição dos procedimentos adoptados para o registo e recolha dos dados. Será ainda realizada a análise e a apresentação dos resultados obtidos pelo sistema de monitorização, evidenciando as influências dos parâmetros ambientais sobre a estrutura.

Por fim, na última parte deste capítulo apresenta-se uma tentativa de relacionar as variáveis ambientais com as primeiras 3 frequências obtidas. Inicialmente é utilizada uma regressão linear, para tentar prever a variação produzida no valor das frequências por cada variável. Posteriormente é realizada uma regressão multilinear contendo as três variáveis estudadas. Finalmente é aplicado um modelo autoregressivo (ARX) onde, introduzindo as variáveis consideradas (temperatura, humidade e nível de excitação), é produzido um único resultado contendo a influência das variáveis no comportamento da estrutura.

5.2 Influência dos Parâmetros Ambientais na Resposta Dinâmica das Estruturas

A reabilitação estrutural e a construção de novas estruturas, têm vindo a considerar cada vez mais a necessidade de conhecer o desempenho estrutural, de forma a garantir a sua segurança e integridade e atestar a funcionalidade das soluções estruturais concebidas pelo projectista. Destas necessidades resulta uma utilização cada vez mais frequente de sistemas de monitorização. A monitorização dinâmica é uma ferramenta com grande aplicação no controlo do comportamento estrutural, sendo a monitorização das vibrações ambientais (“*output only*”) um dos métodos com maior aplicação.

Recorrendo ao processamento da informação produzida pela monitorização e utilizando técnicas de identificação de dano local e global, é possível localizar e quantificar eventuais danos que afectem a estrutura (Maeck, 2003; Ramos et al., 2006; Ramos, 2007).

A existência de dano é caracterizada pela observação de uma redução nas frequências naturais da estrutura. No entanto, o comportamento dinâmico da estrutura também é influenciado pela flutuação dos parâmetros ambientais (temperatura, humidade ou outros), com particular destaque para a temperatura.

Existem vários exemplos de estudos realizados que comprovam a influência dos parâmetros ambientais na resposta dinâmica das estruturas. Peeters e De Roeck (2001) apresentam um estudo sobre os efeitos ambientais verificados na ponte Z24, na Suíça, monitorizada durante praticamente um ano, onde observaram variações para as frequências entre os 14% e os 18% devido aos efeitos ambientais. Verificaram ainda um aumento das frequências naturais, quando as temperaturas se aproximam dos 0°, o que pode ser explicado pelo aumento de rigidez provocado pelo congelamento do solo envolvente e demonstra a influência da temperatura das condições de apoio de uma estrutura. Farrar et al. (1997) observaram durante a monitorização da ponte do vale Alamosa, nos Estados Unidos, que a primeira frequência de vibração teve uma variação de 5%, num período de observação de 24 horas. Num outro estudo, desenvolvido numa ponte com cerca de 840 m de comprimento, Roberts e Pearson (1998) observaram que os efeitos ambientais podem provocar alterações de cerca de 3 – 4% na primeira frequência da estrutura, durante um período de um ano. Xia et al. (2006) apresentaram um artigo sobre o estudo da influência da temperatura e da humidade numa laje de betão construída para o efeito, durante um período de monitorização de 21 meses. Da análise dos resultados, constatou-se que para os dois primeiros modos de vibração, as frequências naturais decrescem entre 0.13% e 0.23% por cada grau a mais de temperatura, enquanto que para a humidade se verificou um decréscimo de 0.03% por cada 1% de aumento do teor de humidade. Assim, dado que a redução das frequências naturais de uma estrutura pode ter origem nos parâmetros ambientais ou na existência de dano, existe o risco dos efeitos provocados pela variação dos parâmetros ambientais criarem falsos alarmes ou ocultarem uma verdadeira situação de dano estrutural. Na Figura 119 pode ser observada a semelhança das reduções constatadas nas frequências naturais da ponte Z24, na Suíça, devido à presença de dano e à influência dos parâmetros ambientais (temperatura) (Peeters, 2000).

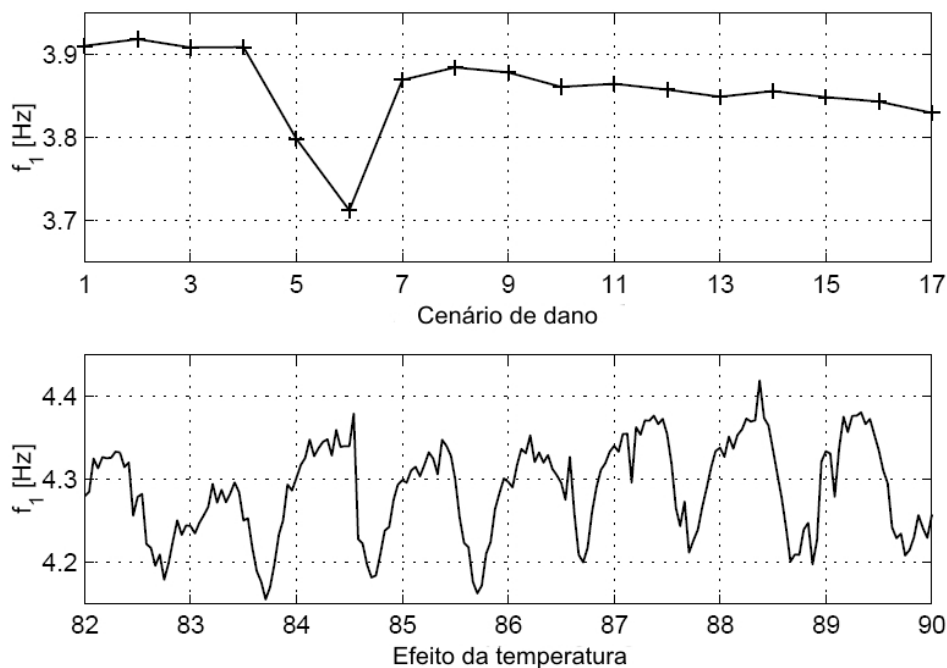


Figura 119 – Variação na primeira frequência natural, originados por um cenário de dano (figura superior) e pelo efeito da temperatura (figura inferior) (Peeters, 2000)

Existindo influência dos parâmetros ambientais nas medições obtidas pelo sistema de monitorização, essa situação introduz incertezas quanto ao real estado da estrutura monitorizada. Para que os dados obtidos pelo sistema de monitorização sejam fiáveis, torna-se então necessário distinguir as variações das frequências provocadas pela presença de dano, das provocadas pela variação dos parâmetros ambientais (temperatura, humidade, etc.). Para tal, o conhecimento do efeito dos parâmetros ambientais na estrutura é essencial para a filtragem desses mesmos efeitos. Conhecendo a influência dos parâmetros ambientais, torna-se possível filtrar esses efeitos nos dados obtidos pelo sistema de monitorização e observar apenas as alterações motivadas pela ocorrência de dano na estrutura.

A solução para este problema passa pela definição de um modelo que represente e quantifique, de forma fidedigna, a influência das variações ambientais na estrutura. Preocupados com esta questão, diversos investigadores têm nos últimos anos procurado estudar soluções, considerando as variações da temperatura o factor mais relevante para esses estudos. Algumas soluções propostas para a modelação do efeito da temperatura nas estruturas podem ser encontradas em Peeters e De Roeck (2001), Deraemaeker et al. (2007), Ni et al. (2005), Balmès et al. (2006) e Sohn et al. (1999).

5.3 Monitorização Dinâmica da Torre de Mogadouro

Com o objectivo de avaliar o efeito dos parâmetros ambientais e detectar eventuais fenómenos de dano não estabilizados, está instalado na torre de Mogadouro um sistema de monitorização desde Abril de 2006. O sistema tem como principal função monitorizar o comportamento dinâmico da estrutura. O sistema efectua ainda a monitorização da temperatura e da humidade relativa, de forma a permitir o estudo da influência destes parâmetros na resposta dinâmica da torre.

De seguida é efectuada a descrição do sistema de monitorização instalado, assim como dos procedimentos de recolha de medições considerados para este caso.

5.3.1 Descrição do Sistema de Monitorização

O sistema de monitorização dinâmico concebido para esta tarefa é constituído por 3 acelerómetros piezoeléctricos da PCB (PCB Piezotronics Inc.), conectados através de cabos coaxiais a uma placa de aquisição de dados da NI (National Instruments). A placa, com resolução de 24 bits, está por sua vez ligada a um portátil para o armazenamento da informação adquirida e convertida pelo sistema de aquisição de dados. Foi também instalada uma UPS (Uninterruptible Power Supply) com uma autonomia de 15 minutos, com o objectivo de proteger o sistema de monitorização de eventuais descargas eléctricas e para garantir a continuidade do fornecimento da energia eléctrica ao sistema, no caso de ocorrerem cortes temporários ao abastecimento.

O sistema é completado por um sensor combinado da Testor, para efectuar as medições da temperatura e da humidade relativa. Este sensor foi também conectado ao portátil através de uma porta de série.

No portátil, para além do sistema operativo Windows XP, foram instalados dois softwares: Um para a aquisição de dados da monitorização dinâmica e outro para a aquisição de dados da monitorização dos parâmetros ambientais (temperatura e humidade relativa). Na Figura 120 é apresentado um exemplo de cada um dos softwares utilizados para a aquisição das acelerações e dos valores da temperatura e da humidade relativa.

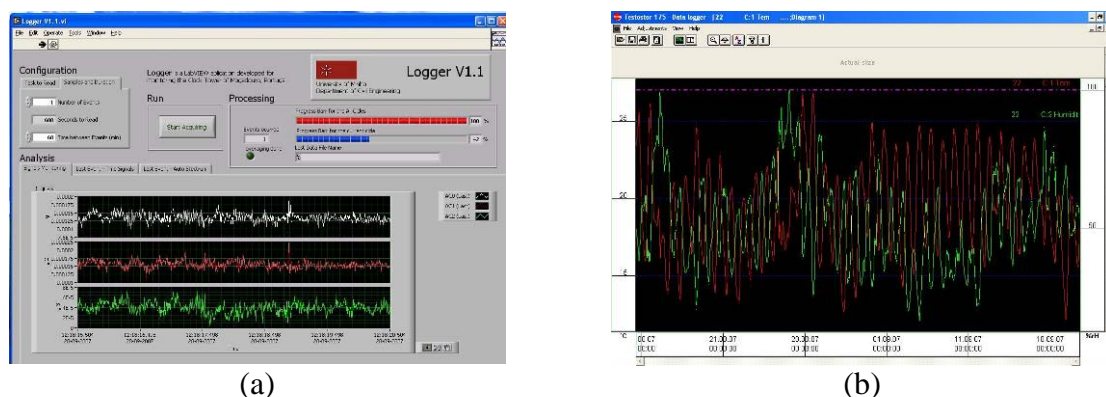


Figura 120 – Exemplo dos softwares utilizados para: (a) monitorização dinâmica através dos três acelerómetros; (b) monitorização dos parâmetros ambientais

O software utilizado para a medição e aquisição das acelerações, desenvolvido na plataforma LabView, foi criado especificamente para este estudo. O software realiza

a aquisição das vibrações ambientais uma vez por hora, durante 10 minutos, utilizando uma frequência de amostragem de 100 Hz, aplicada nos três canais de aquisição. A informação é armazenada no disco rígido do portátil em ficheiros com o formato TXT (com a indicação do dia e da hora de cada aquisição).

O sensor de temperatura e humidade foi configurado para realizar uma medição por hora. O instante em que o sensor efectua a medição ocorre dentro do período de 10 minutos definidos para a monitorização dinâmica. O sincronismo entre medições foi considerado de forma a permitir a obtenção das medições dos dispositivos do sistema no mesmo instante de tempo, optimizando a análise dos resultados.

Os valores obtidos são armazenados, numa primeira fase, na memória interna do dispositivo. Posteriormente, são descarregados para o portátil pela ligação de um cabo à porta de série, utilizando o software de aquisição disponibilizado pelo próprio fabricante do dispositivo. A informação obtida é armazenada num único ficheiro com o formato ASCII.

O sistema de monitorização foi colocado no interior da torre. Os acelerómetros foram colocados a uma altura de 12.0m, sensivelmente a meio do 2º nível, segundo 3 direcções. Esta disposição permite o estudo das primeiras 5 frequências naturais, assim como os respectivos modos de vibração (modos de flexão e torção).

O portátil e a placa de aquisição de dados foram colocados num armário técnico instalado no interior da torre, sobre o pavimento metálico à cota 3.50m (junto à entrada da fachada Oeste). O sensor de temperatura e humidade foi aplicado no exterior do armário técnico, próximo do portátil e da placa de aquisição de dados.

A descrição do sistema de monitorização aplicado na estrutura da torre, incluindo a identificação dos pontos considerados para a recolha das leituras, é apresentada na Figura 121.

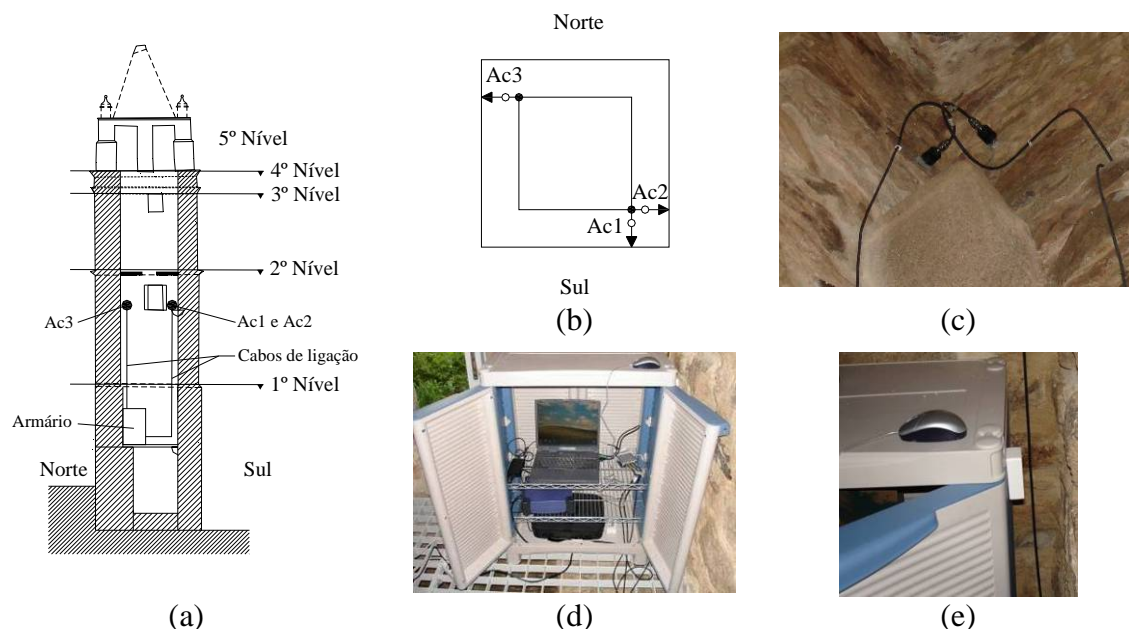


Figura 121 – Sistema de monitorização aplicado na torre de Mogadouro: (a) representação esquemática da localização dos acelerómetros e do sistema de aquisição; (b) direcções consideradas para os acelerómetros; (c) aplicação dos acelerómetros Ac1 e Ac2; (d) aspecto do armário técnico e (e) sensor combinado de temperatura e humidade relativa

5.3.2 Realização das Campanhas de Monitorização

Conforme referido anteriormente, o sistema de monitorização dinâmica foi configurado para realizar a aquisição de dados uma vez por hora, durante 10 minutos, e o sensor de temperatura e humidade relativa efectua a medição uma vez por hora. Os instantes de recolha das medições foram sincronizados de forma a ocorrerem no mesmo espaço de tempo, e permitirem a sua correlação e análise.

Os procedimentos definidos para as campanhas de monitorização e para a recolha da informação produzida, foram definidas em função das limitações do sistema de monitorização instalado. O portátil que armazena os dados resultantes da monitorização não possui ligação remota à UM (Universidade do Minho), tem uma autonomia energética reduzida (15 minutos da UPS) e não possui um sistema de iniciação automática (arranque do portátil, execução e configuração automática do software de aquisição). Devido a estas limitações, o sistema podia interromper a aquisição, no caso de ocorrer alguma anomalia (falha energética prolongada, mau funcionamento do software, etc.), não sendo possível detectar a sua ocorrência. A estes factos acresce ainda a limitação existente ao nível do armazenamento da informação, uma vez que o portátil possui um disco rígido de apenas 60 Gigabites.

Face a estas limitações, a visita periódica à torre tornou-se necessária para garantir a integridade do sistema e a recolha das informações necessárias ao estudo proposto. Assim, as campanhas de monitorização foram realizadas por séries de resultados distribuídos ao longo do tempo. Na primeira visita foram definidos 600 eventos de aquisição de 10 minutos, por cada hora, correspondendo a um período de monitorização de cerca de um mês. Na segunda visita, os dados armazenados no computador portátil foram transferidos para um disco externo e o sistema foi reiniciado para mais 900 eventos de aquisição. As restantes campanhas de monitorização realizadas seguiram os mesmos procedimentos.

Até este momento foram realizadas 10 campanhas de monitorização, de Abril de 2006 a Agosto de 2007, perfazendo assim um ciclo de monitorização com uma duração superior a um ano, e com cerca de 10000 aquisições (ver Tabela 21).

Tabela 21 – Campanhas de monitorização realizadas na torre de Mogadouro

Campanha Monitorização	Início	Fim	Número de leituras
1	12-Abr-06	12-Mai-06	600
2	21-Jul-06	14-Ago-06	575
3	09-Set-06	02-Out-06	600
4	13-Out-06	26-Out-06	321
5	01-Dez-06	21-Dez-06	480
6	21-Dez-06	15-Jan-07	600
7	13-Feb-07	10-Mar-07	600
8	27-Mar-07	04-Mai-07	900
9	22-Mai-07	24-Mai-07	54
10	18-Jul-07	07-Ago-07	622

5.3.3 Identificação dos Parâmetros Modais

A monitorização dinâmica efectuada entre Abril de 2006 e Agosto de 2007 produziu grande quantidade de informação, para ser processada e analisada.

Para a identificação dos parâmetros modais da estrutura, foi utilizada uma ferramenta automática desenvolvida em MATLAB baseada no método SSI, ver Peeters e De Roeck (1999). A utilização desta ferramenta foi precedida por uma análise manual, utilizando o software ARTeMIS, de alguns eventos para avaliar os resultados obtidos e estabelecer uma metodologia para a identificação automática dos parâmetros modais.

Na análise manual de alguns ficheiros de dados, foi possível estimar os intervalos esperados para os valores das frequências naturais e para os coeficientes de amortecimento. Foi também possível definir o vector referência para os modos de vibração da estrutura. Relativamente à ordem do modelo a considerar para a identificação, através da análise manual de alguns dados foram definidos os limites superiores e inferiores. Desta forma, é garantida a selecção dos modelos que melhor reproduzem o comportamento da estrutura. As configurações obtidas pela análise dos dados, foram então inseridas na ferramenta desenvolvida em MATLAB e aplicadas a todas as séries de dados.

Para evitar a obtenção de valores irrealistas, na identificação automática dos parâmetros modais foram definidos critérios para a selecção dos resultados. Assim, foram validados apenas os modos com um índice MAC superior a 0.95 e que apresentaram valores, para as frequências naturais e para os coeficientes de amortecimento, dentro dos intervalos estimados manualmente. Para as frequências foi aplicado um filtro, com intervalos de variação definidos para as três primeiras frequências, validando apenas os resultados localizados dentro do intervalo.

Na Figura 122 são apresentados os resultados da identificação automática dos parâmetros modais da estrutura, para a primeira frequência, de uma série de dados com 900 eventos de monitorização.

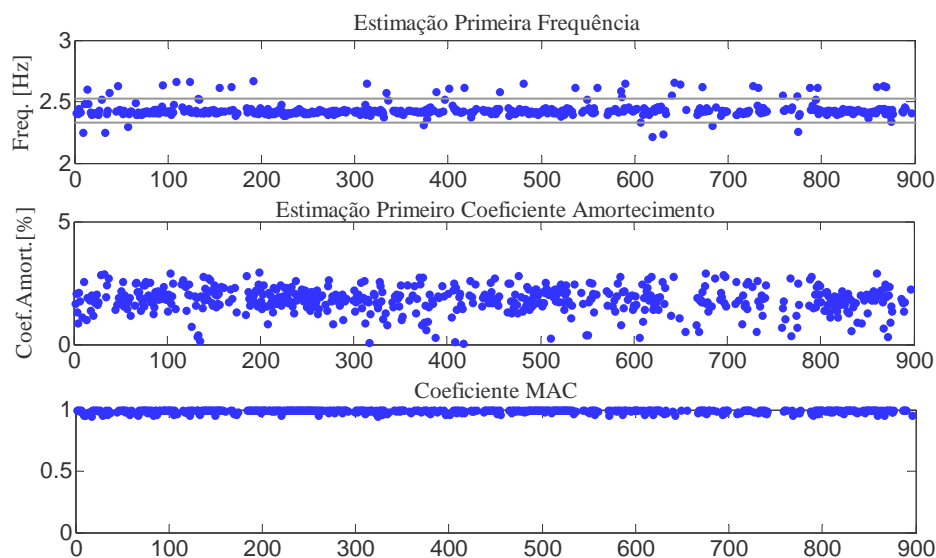


Figura 122 – Resultados obtidos pela identificação automática de uma série de dados com 900 eventos de monitorização

5.4 Análise dos Resultados Obtidos

5.4.1 Análise Directa dos Resultados

Após o processamento dos dados recolhidos durante as 10 campanhas de monitorização, os valores obtidos foram analisados para avaliação da influência da temperatura e da humidade nos parâmetros dinâmicos da estrutura. Na Tabela 22 é apresentado um resumo dos valores obtidos durante a monitorização para a temperatura, humidade, as primeiras 3 frequências naturais (ω_i) e para os coeficientes de amortecimento (ξ_i).

Tabela 22 – Resumo dos resultados obtidos na monitorização

Resultados	Dados de entrada		Dados de saída					
	Temperatura	Humidade	ω_1	ξ_1	ω_2	ξ_2	ω_3	ξ_3
	[°C]	[%]	[Hz]	[%]	[Hz]	[%]	[Hz]	[%]
Média	14.37	67.62	2.45	1.77	2.65	1.77	7.00	1.54
σ	6.73	21.99	0.05	0.45	0.05	0.45	0.06	0.45
CV [%]	46.85	32.53	2.15	25.30	2.03	25.16	0.83	28.90
Máximo	32.34	99.90	2.59	3.00	2.79	3.00	7.19	2.98
Mínimo	0.77	10.15	2.32	0.51	2.52	0.50	6.88	0.51

Pela análise dos resultados, verifica-se um valor médio para as três frequências de 2.45, 2.65 e 7.00 Hz respectivamente. As variações observadas nas três frequências são semelhantes, com um coeficiente de variação (CV) compreendido entre 1 e 2%.

Para os coeficientes de amortecimento, foi observada maior variabilidade, tendo sido obtidos valores inferiores a 2%, com coeficientes de variação entre 25 e 29%.

A Figura 123 e a Figura 124 representam a variação das primeiras duas frequências naturais, em função da temperatura e da humidade.

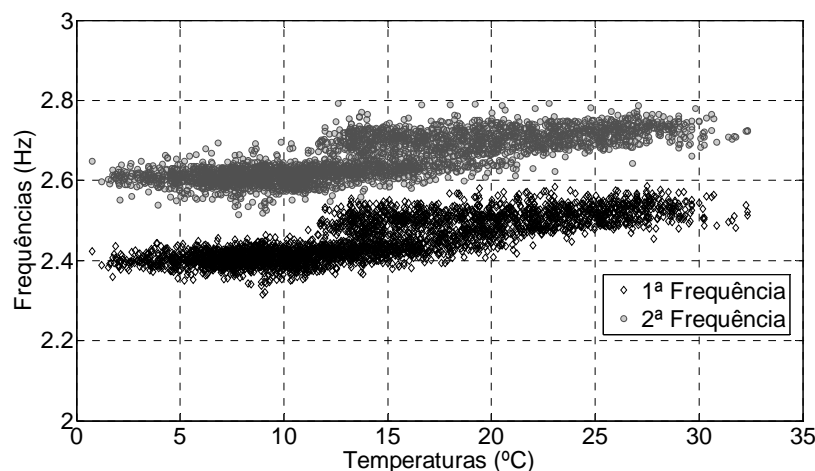


Figura 123 – Variação das primeiras duas frequências em função da temperatura

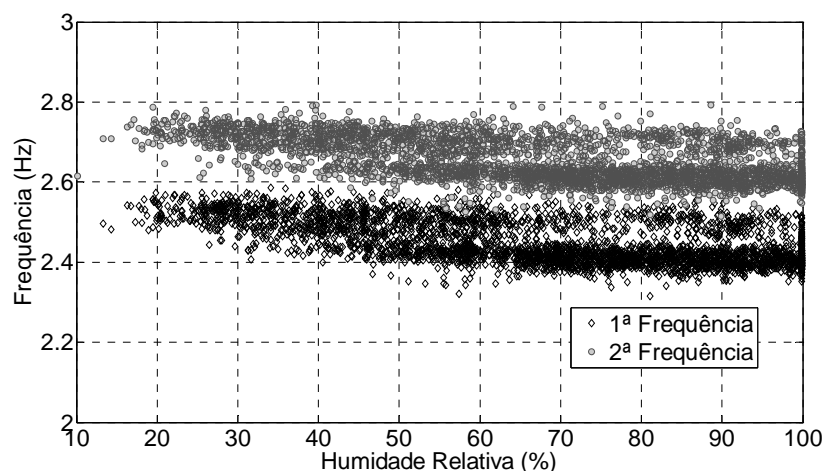


Figura 124 – Variação das primeiras duas frequências em função da humidade

Na Figura 125 é apresentada a evolução da temperatura e da humidade, ao longo do período em que a estrutura foi monitorizada.

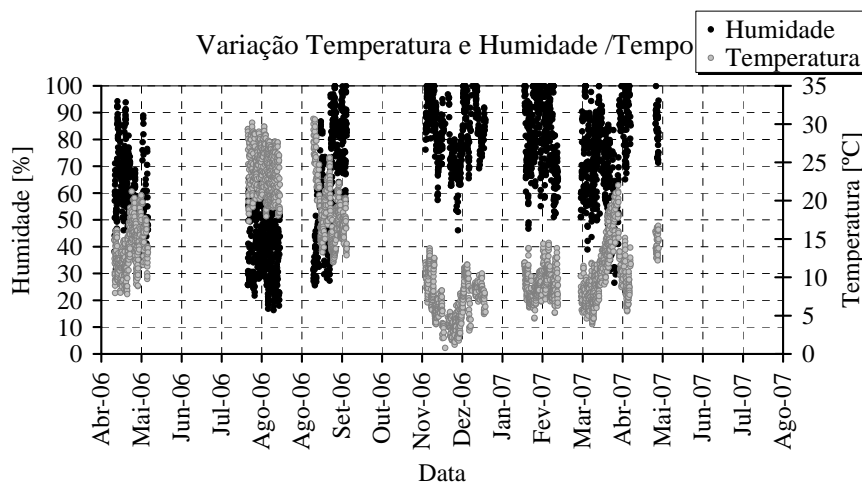


Figura 125 – Variação da temperatura e da humidade durante o período de monitorização

Pela observação da figura, constata-se que no período compreendido entre Setembro de 2006 e Maio de 2007, ocorreram vários eventos com humidade relativa próxima dos 100%, correspondendo a períodos de chuva.

Para a avaliação da influência de cada um dos parâmetros no comportamento da estrutura, foram realizadas análises isoladas para a influência da temperatura e da humidade.

Na Figura 126 é apresentada a influência da humidade relativa na primeira frequência da estrutura. É possível verificar que entre Abril e Agosto de 2006, a frequência sofreu um acréscimo de 2.40 Hz para 2.50 Hz (cerca de 4 %) enquanto que a humidade sofreu uma redução para valores próximos dos 50%. No período compreendido entre Setembro e Dezembro de 2006, a frequência sofreu um decréscimo

para valores próximos dos 2.35-2.40 Hz, enquanto que a humidade relativa subiu para valores próximos dos 100%, resultantes do início da época das chuvas no local. A partir de Julho de 2007 verifica-se nova tendência para a subida dos valores da frequência e para o decréscimo do valor da humidade relativa.

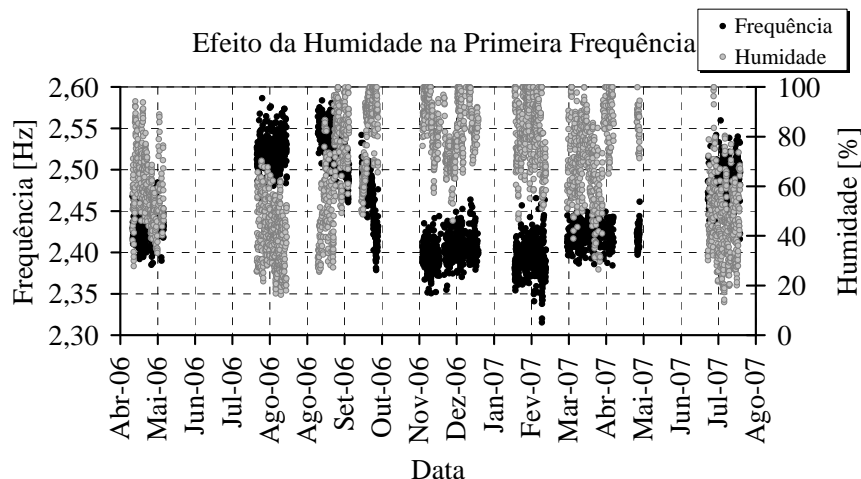


Figura 126 – Influência do teor de humidade relativa na primeira frequência natural, durante o período de monitorização

Na Figura 127 é apresentada a influência da temperatura na primeira frequência natural da estrutura, onde as temperaturas acompanham a tendência das variações da frequência natural. As temperaturas altas acompanham as frequências altas, enquanto que as frequências baixas estão associadas às frequências baixas.

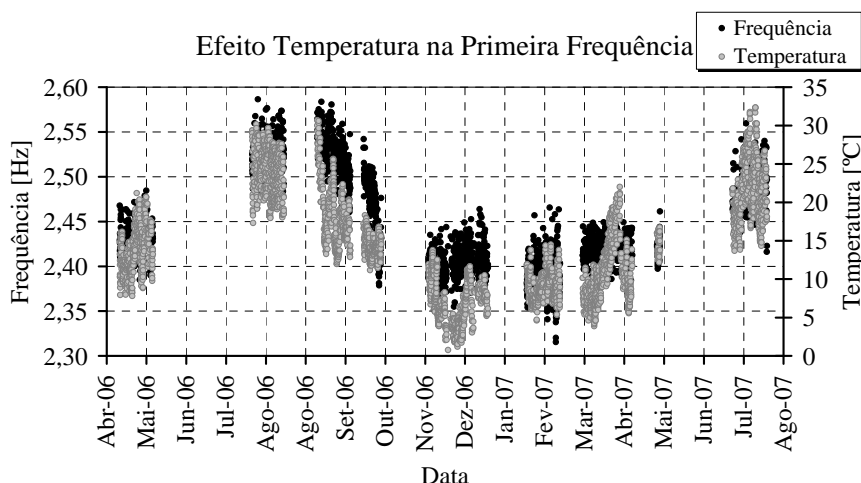


Figura 127 – Influência da temperatura na primeira frequência natural, durante o período de monitorização

Estes resultados permitem concluir que existe uma relação negativa entre a humidade relativa e a frequência, e uma relação positiva entre a temperatura e a frequência.

A variação dos parâmetros ao longo do período de monitorização pode ser consultada com detalhe no anexo A.

Uma análise mais pormenorizada sobre a influência de cada parâmetro no valor das frequências naturais, permite verificar que o decréscimo da frequência ocorreu durante o mês de Outubro de 2006, depois do início da época das chuvas em Setembro de 2006. Na Figura 128 é apresentada a variação da primeira frequência e do teor de humidade relativa durante o mês de Outubro de 2006. É possível verificar que a um aumento do teor de humidade para valores próximos dos 100% (precipitação) correspondeu uma redução da primeira frequência da estrutura.

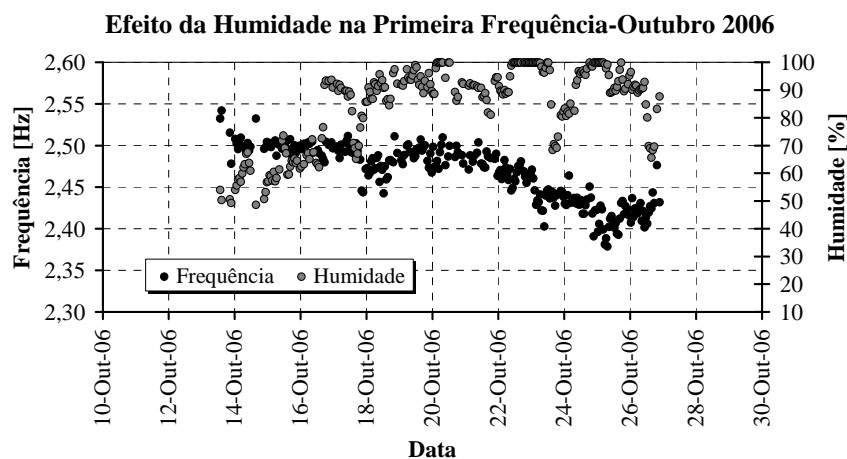


Figura 128 – Variação da primeira frequência em função do teor de humidade (Outubro 2006)

Para o mesmo período de tempo (Outubro de 2006), a temperatura não apresenta variações tão significativas como as verificadas para a humidade, pelo que a estrutura parece ser mais sensível ao teor de humidade do que à temperatura neste período, ver Figura 129.

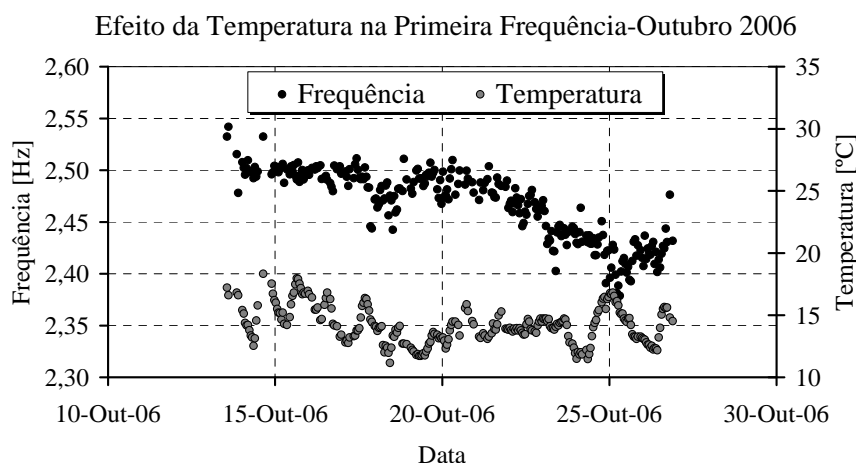


Figura 129 – Variação da primeira frequência em função da temperatura (Outubro 2006)

Dado que não foi detectado qualquer dano da estrutura, a influência da humidade relativa pode ser explicada pela absorção da água das chuvas por parte das alvenarias e das juntas argamassadas, originando o consequente aumento da massa da estrutura, a possível redução da rigidez e das características mecânicas dos materiais e a posterior redução da frequência de vibração, afectando o comportamento da estrutura de forma mais significativa do que a temperatura.

Para estudar o fenómeno, e verificar se a absorção de água por parte da estrutura da torre contribuiu para as variações das frequências, seria necessário obter dados correspondentes a pelo menos um ano de monitorização (idealmente 2 a 3 anos completos). O objectivo seria monitorizar a estrutura durante um ciclo completo, dando especial atenção às estações quentes, de forma a avaliar o efeito de secagem da estrutura na variação das frequências naturais.

Apesar do verão de 2007 ter sido um pouco atípico, apresentando temperaturas baixas e períodos de chuva fora da época, é possível verificar uma tendência de subida para as frequências naturais, ver Figura 126. Deste modo, parece confirmar-se a hipótese de que as variações verificadas nas frequências naturais resultam da influência da humidade relativa nos parâmetros modais da estrutura. Tal consideração, justificaria ainda o acréscimo observado entre Abril e Agosto de 2006, representando o efeito de secagem sobre a estrutura (aumento da temperaturas e redução da humidade relativa).

O efeito da absorção de água, pelas alvenarias da torre, na redução das frequências naturais é uma forte hipótese, face aos resultados obtidos pela monitorização dos parâmetros ambientais. No entanto, para a validação desta hipótese teriam de ser desenvolvidos estudos mais pormenorizados sobre este fenómeno, caracterizando exaustivamente a absorção de água da alvenaria da torre. Na Figura 130 é apresentada uma proposta para o estudo pormenorizado da influência da absorção de humidade pelas alvenarias da torre.

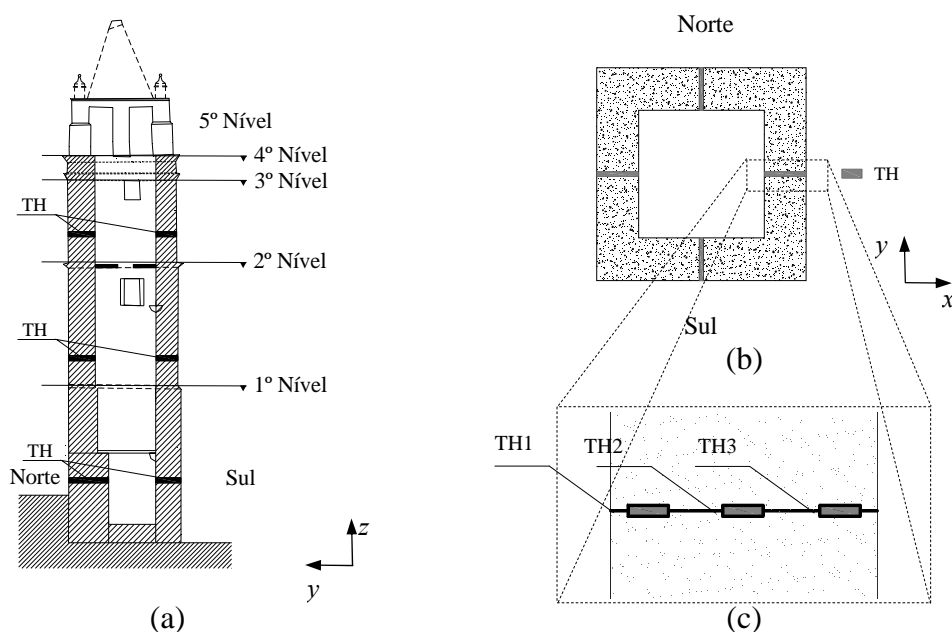


Figura 130 – Solução proposta para o estudo da absorção de água: (a) colocação dos sensores em diferentes níveis; (b) corte da secção da torre com a localização prevista para os sensores e (c) pormenor de colocação dos sensores no exterior e no interior das alvenarias

A solução proposta, para além do sistema de monitorização dinâmico, prevê a instalação de sensores de humidade e de dispositivos sensitivos para a determinação da quantidade de água absorvida pelas alvenarias. Os sensores de humidade seriam aplicados em diferentes níveis, à superfície e no interior das alvenarias, de forma a controlar a distribuição e a velocidade de absorção da humidade nas alvenarias da estrutura. Os dispositivos sensitivos, colocados no interior das alvenarias, ao nível do pavimento térreo (cota 0.00), estariam interligados a um sensor de pressão com o objectivo de determinar as variações ao estado de tensão, provocadas pela absorção de água das alvenarias e consequente aumento da massa da estrutura. A periodicidade para a realização de leituras proposta será a utilizada no sistema dinâmico, realizando uma leitura por hora. As leituras serão realizadas de uma forma automática e armazenadas no computador colocado no local para a aquisição de dados. Os dados poderão posteriormente ser enviados, via e-mail ou ligação GSM, para as instalações da universidade.

5.5 Modelação da Resposta Dinâmica dos Efeitos Ambientais

Uma vez que a análise aos dados da monitorização demonstrou existir influência dos parâmetros ambientais nos valores das leituras recolhidas, tentou-se desenvolver um modelo que representasse essa resposta dinâmica da estrutura. Para a modelação considerou-se que a resposta dinâmica da estrutura sofre influência de três variáveis: As duas variáveis ambientais monitorizadas (temperatura e humidade) e o nível de excitação da estrutura.

Como é sabido, a qualidade da identificação dos parâmetros modais da estrutura varia com o nível de excitação existente na estrutura. Um nível de excitação elevado proporciona melhores identificações enquanto que fracas excitações causam dificuldades na identificação modal, degradando os resultados obtidos.

Para a utilização do nível de excitação da estrutura, foi calculado o valor quadrático médio ou RMS (do inglês Root Mean Square) das acelerações obtidas pelos 3 canais de monitorização considerados. Este índice, representa a medida estatística da magnitude de uma quantidade variável x_i e calcula-se através da seguinte expressão:

$$\text{RMS} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^2} \quad (\text{Equação 6})$$

Para o estudo do efeito das três variáveis consideradas na resposta dinâmica da estrutura, foram realizadas três ajustes utilizando regressões lineares simples, regressões multilineres e modelos autoregressivos (ARX).

Para a implementação das modelações foi utilizada uma ferramenta desenvolvida em MATLAB, baseada no procedimento apresentado em Peeters (2000) com as alterações necessárias ao caso em estudo. A ferramenta realizou as modelações das variáveis aos resultados experimentais, considerando os seguintes procedimentos:

1. Normalização dos dados de entrada e de saída:

$$\begin{aligned} u_{k,1}^{env} &= \frac{u_{k,1}^{env,m} - \bar{u}_1}{\sigma_{u,1}} \quad , \quad u_{k,2}^{env} = \frac{u_{k,2}^{env,m} - \bar{u}_2}{\sigma_{u,2}} \\ u_{k,3}^{env} &= \frac{u_{k,3}^{env,m} - \bar{u}_3}{\sigma_{u,3}} \quad \text{e} \quad y_k = \frac{y_k^m - \bar{y}}{\sigma_y} \end{aligned} \quad (\text{Equação 7})$$

onde $u_{k,i}^{env}$ e y_k^m são os valores medidos, \bar{u}_i e \bar{y} são os valores médios e $\sigma_{u,i}$ e σ_y são os desvios padrão;

2. Ajuste dos modelos numéricos. No caso dos modelos autoregressivos, execução de estimativa de vários modelos ARX (por exemplo ARX [0,1,1,1,0,0,0]) e respectivas características estatísticas;
3. Selecção do modelo com melhor ajuste, sendo a avaliação baseada em critérios de qualidade como a função de perda V , o estimativa do erro final de Akaine (FPE) e o coeficiente de determinação \hat{r}_{xy}^2 , dados por:

$$V = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N e_k^2 \quad , \quad FPE = V \frac{1+d/N}{1-d/N} \quad , \quad \text{e} \quad \hat{r}_{xy}^2 = \left[\frac{\hat{R}_{xy}}{\hat{\sigma}_x \hat{\sigma}_y} \right]^2 \quad (\text{Equação 8})$$

onde d representa o número de parâmetros de estimação e \hat{R}_{xy} a covariância estimada, que pode ser obtida através da expressão:

$$\hat{R}_{xy} = \frac{1}{N-1} \sum_{k=1}^N (x_k - \bar{x})(y_k - \bar{y}) \quad (\text{Equação 9})$$

sendo x_k a excitação da estrutura e y_k a resposta dinâmica obtida pela monitorização dinâmica;

4. Simulação da resposta esperada com o modelo seleccionado;
5. Cálculo do erro da simulação e determinação dos valores estatísticos:

$$\hat{e}_k = y_k - \hat{y}_k \quad \text{e} \quad \hat{R}_{xy} \quad (\text{Equação 10})$$

6. Definição dos intervalos de confiança ci e identificação dos valores que excedem os limites definidos pelos intervalos de confiança (outliers):

$$\left[\hat{y}_k - z(1-\alpha/2) \sqrt{\hat{R}_{xy}} \quad , \quad \hat{y}_k + z(1-\alpha/2) \sqrt{\hat{R}_{xy}} \right] \quad (\text{Equação 11})$$

5.5.1 Regressão Linear Simples

No estudo efectuado sobre o efeito das variáveis na resposta dinâmica da estrutura, a primeira modelação foi realizada através de regressões lineares, utilizando o ajuste com o método dos mínimos quadrados, para as três primeiras frequências. As regressões lineares para as variáveis consideradas (temperatura, humidade relativa e nível de excitação) podem ser representadas através da seguinte expressão:

$$\omega = B_0 + B_1 x_t + \varepsilon_t \quad (\text{Equação 12})$$

onde ω representa o valor da frequência, os coeficientes da regressão B_0 e B_1 representam a ordenada na origem e o declive da recta, x_t representa a variável a considerar na regressão e o factor ε_t é o erro esperado.

Na Tabela 23 são apresentados os valores obtidos para a regressão entre a temperatura e as primeiras três frequências naturais. Para além do coeficiente obtido pela correlação B_1 (como resultado da normalização B_0 assume o valor zero), é ainda apresentado o valor do coeficiente de determinação (r^2), a função de perda V e a estimativa do erro final de Akaike (FPE). O coeficiente de determinação, a função de perda e a estimativa do erro final (FPE) permitem medir a qualidade do modelo estimado (ver Ljung, 1999). No coeficiente de determinação, a qualidade aumenta quando o valor tende para a unidade, enquanto na função de perda e na estimativa de erro final a qualidade aumenta quando estes valores tendem para zero.

Tabela 23 – Coeficientes da regressão linear entre a temperatura e a frequência

Frequência Normalizada	B_1	r^2	V	FPE
1 ^a	0.8012	0.6420	0.3579	0.3581
2 ^a	0.7861	0.6180	0.3819	0.3821
3 ^a	0.5575	0.3108	0.6888	0.6895

A análise dos resultados obtidos permite verificar que para as primeiras duas regressões (para a primeira e a segunda frequência) existe uma relação aceitável entre as temperaturas e as frequências. Os coeficientes de determinação obtidos (r^2), 64% para a primeira e 62% para a segunda regressão, indicam no entanto a existência de alguns desvios (aleatórios) aos modelos considerados para as duas frequências.

Para a terceira regressão os resultados obtidos pioram relativamente aos resultados obtidos para as primeiras duas regressões. O coeficiente de determinação desceu para os 31%, demonstrando um maior espalhamento dos pontos e evidenciando a menor capacidade representativa do modelo seleccionado para esta regressão.

Os modelos lineares, e respectivos intervalos de confiança a 95%, obtidos pelas regressões lineares efectuadas entre a temperatura e as primeiras três frequências, podem ser observadas na Figura 131.

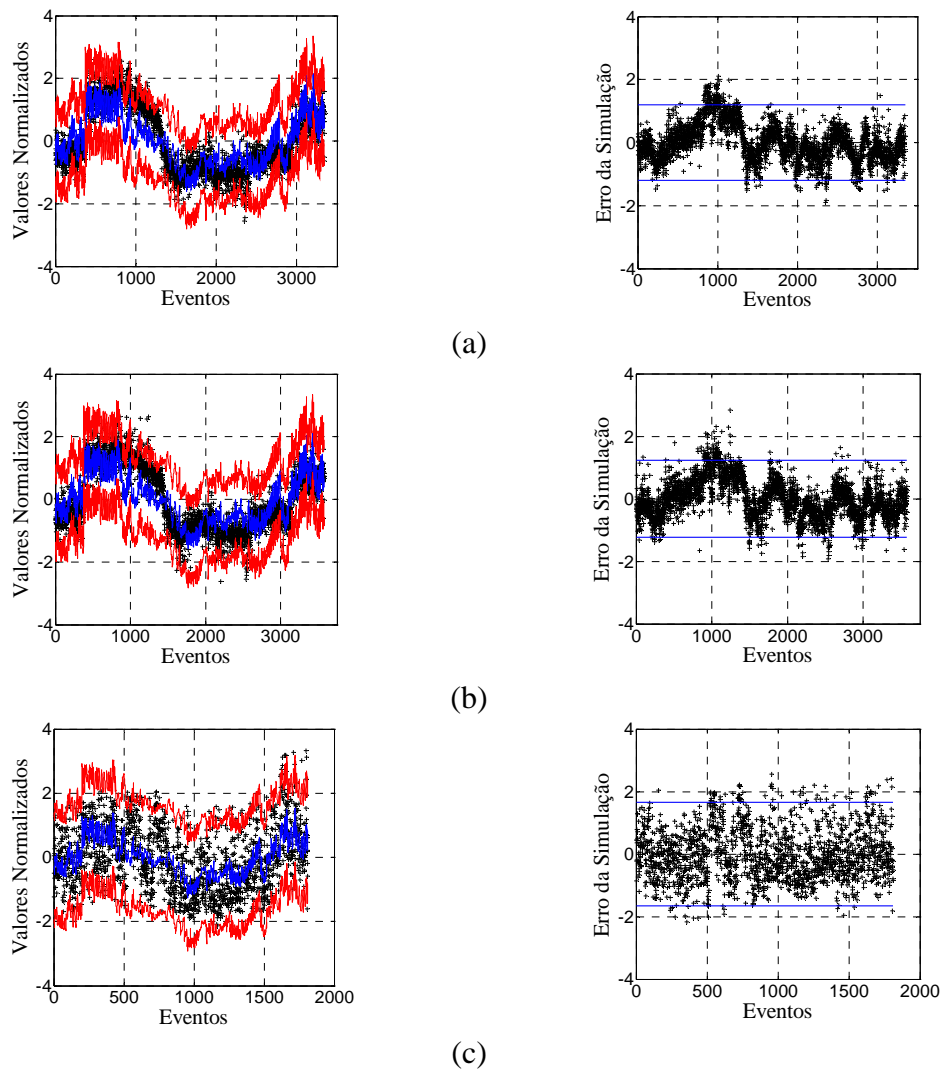


Figura 131 – Regressão linear para a temperatura e respectivo erro de simulação: (a) 1ª frequência; (b) 2ª frequência e (c) 3ª frequência

À semelhança do efectuado para a variável temperatura, foi também realizada a regressão linear para a humidade relativa. Na Tabela 24 são apresentados os resultados obtidos pelos modelos de regressão linear da humidade relativa obtidos para as três primeiras frequências.

Tabela 24 – Coeficientes da regressão linear entre a humidade relativa e a frequência

Frequência Normalizada	B_1	r^2	V	FPE
1ª	-0.5826	0.3394	0.6603	0.6608
2ª	-0.5673	0.3219	0.6779	0.6783
3ª	-0.3917	0.1534	0.8460	0.8470

Os modelos de regressão linear entre a humidade e as primeiras três frequências, apresentam piores resultados do que obtidos para a regressão utilizando a

temperatura. O coeficiente de determinação apresenta uma redução de cerca de 30% relativamente às correlações obtidas para as regressões utilizando a temperatura, indicando uma menor capacidade representativa do modelo obtido. A função de perda V e a estimativa do erro final de Akaine (FPE), por seu lado, reforçam essa evidência apresentando valores mais elevados, demonstrando pior qualidade dos modelos de regressão obtidos para a humidade relativa, quando comparados com os obtidos para a temperatura. Perante estes resultados, constata-se haver maior dificuldade em ajustar o fenómeno da variação da humidade relativa, quando comparado com o fenómeno da variação da temperatura, pois apresenta piores resultados.

Na Figura 132 são apresentados os modelos lineares, e respectivos intervalos de confiança a 95%, obtidos pelas regressões lineares efectuadas entre a humidade relativa e as primeiras três frequências.

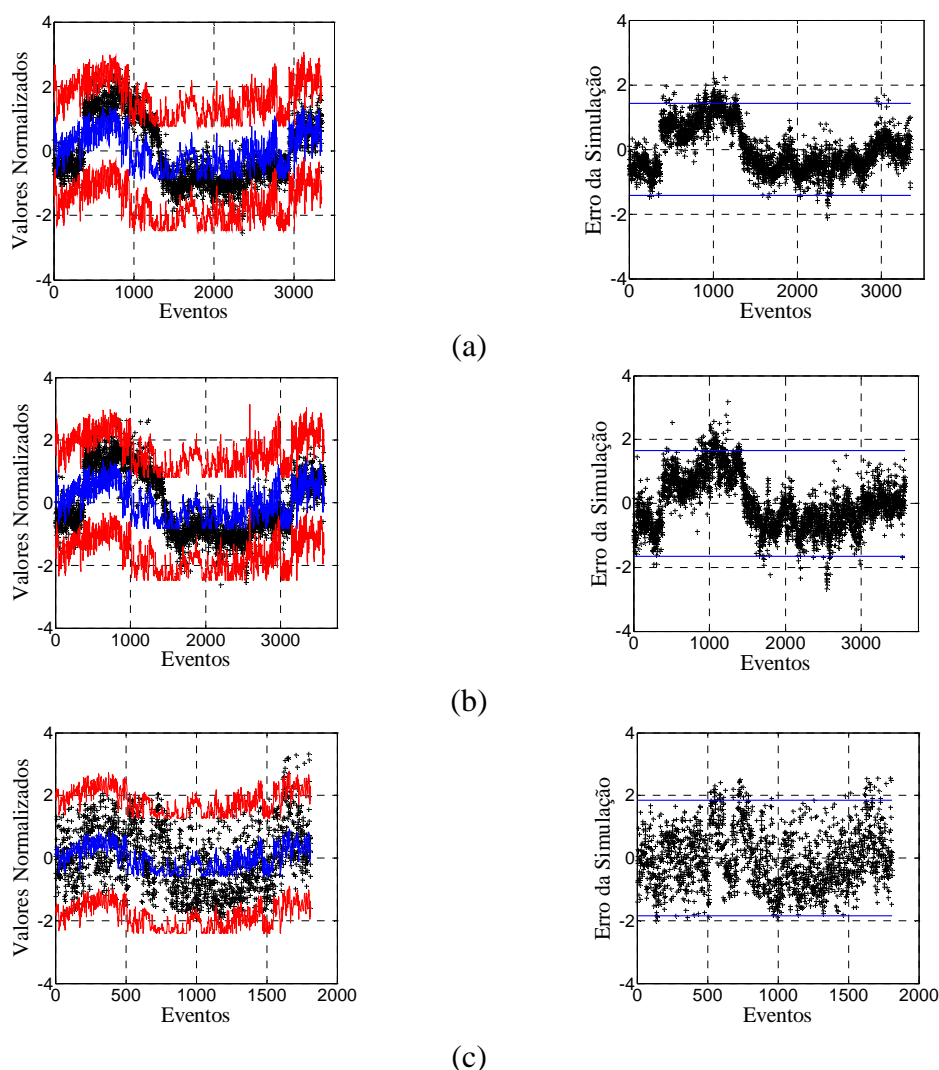


Figura 132 – Regressão linear para a humidade relativa e respectivo erro de simulação: (a) 1ª frequência; (b) 2ª frequência e (c) 3ª frequência

Depois de calculados os valores quadráticos médios para as séries de dados, foi efectuada a regressão linear entre o nível de excitação e as 3 primeiras frequências, cujos resultados são apresentados na Tabela 25.

Tabela 25 – Coeficientes da regressão linear entre o nível de excitação e a frequência

Frequência Normalizada	B_1	r^2	V	FPE
1 ^a	-0.1138	0.0130	0.9867	0.9873
2 ^a	-0.1338	0.0180	0.9818	0.9823
3 ^a	-0.1828	0.0330	0.9660	0.9671

A relação entre as variáveis é fraca, face aos coeficientes de determinação obtidos para as três frequências (1.3, 1.8 e 3.3% respectivamente). Os resultados obtidos para este coeficiente são mesmo os piores das regressões realizadas para as três variáveis (temperatura, humidade relativa e nível de excitação). Este facto, aliado ao aumento considerável da função de perda (V) e da estimativa do erro final (FPE), para valores entre os 97 e os 99%, caracteriza a regressão desta variável como a que apresentou pior ajuste aos dados experimentais obtidos.

Na Figura 133 são apresentados os modelos lineares, e respectivos intervalos de confiança a 95%, para as primeiras três frequências.

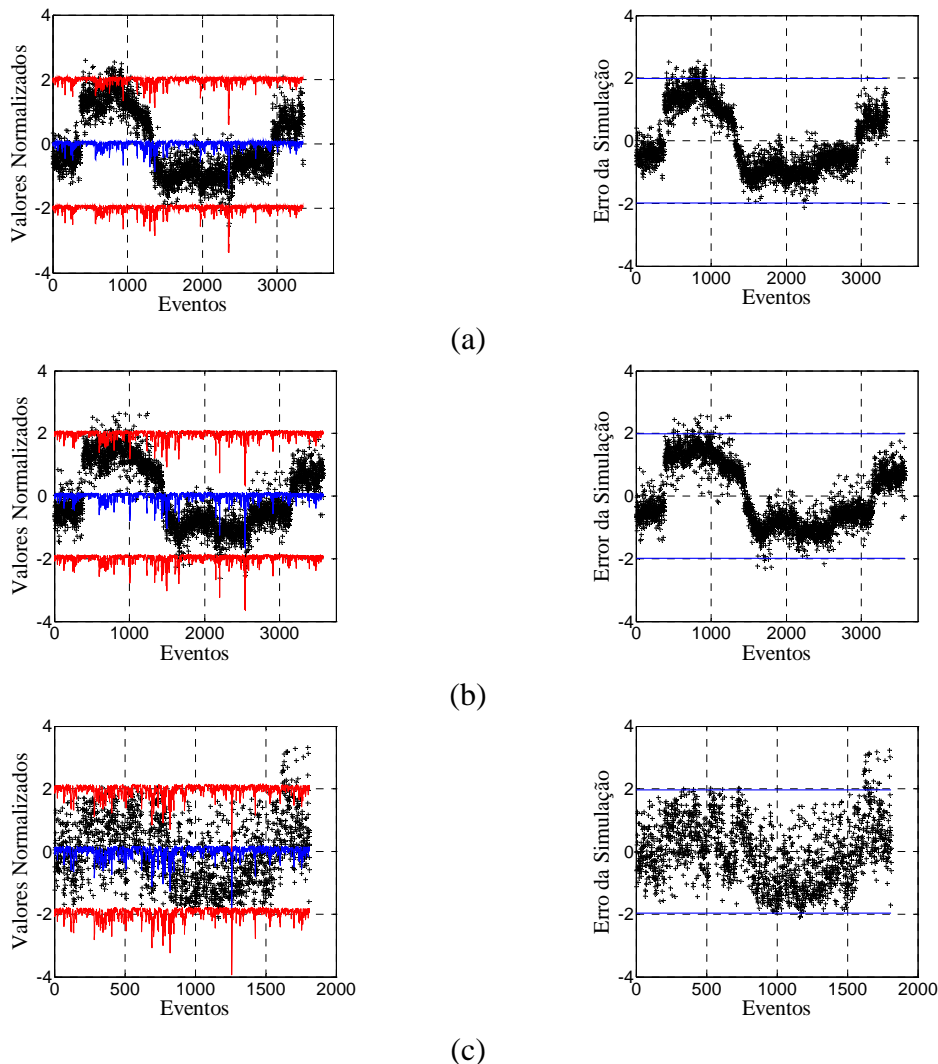


Figura 133 – Regressão linear para o nível de excitação e respectivo erro de simulação: (a) 1^a frequência; (b) 2^a frequência e (c) 3^a frequência

Pela observação dos gráficos obtidos pela regressão linear, é possível constatar a fraca adaptabilidade do modelo aos resultados obtidos experimentalmente. Durante o período de monitorização da estrutura da torre, o nível de excitação a que esta esteve sujeita foi sempre reduzido (ver anexo A). A torre está localizada na zona do castelo de Mogadouro, numa zona com pouco tráfego automóvel e pedonal. Assim, para além da excitação originada por eventuais rajadas de vento, as restantes fontes de excitação exterior são de fraca amplitude pelo que os resultados constatados já eram espectáveis.

Perante as regressões determinadas para as três variáveis consideradas (temperatura, humidade relativa e nível de excitação), pode-se concluir que as três variáveis têm influência na determinação dos parâmetros modais da estrutura, sendo a temperatura aquela que apresenta melhor ajuste aos resultados experimentais. Pela observação das análises efectuadas, verifica-se a existência uma relação positiva entre a temperatura e a frequência e uma relação negativa entre a frequência e a humidade relativa e entre o nível de excitação e a frequência.

5.5.2 Regressão Multilinear

Na tentativa de melhorar a correlação do modelo da resposta dinâmica da estrutura, foi efectuada uma nova modelação utilizando uma regressão multilinear contendo as três variáveis consideradas na regressão linear simples. A regressão multilinear pode ser representada da seguinte forma:

$$\omega_i = B_0 + B_1 T_{i1} + B_2 H_{i2} + B_3 RMS_{i3} + \varepsilon_i \quad (\text{Equação 13})$$

onde ω_i representa o valor da frequência, B_0 a ordenada na origem, B_1, B_2 e B_3 os coeficientes de regressão, T_{i1}, H_{i2} e RMS_{i3} as três variáveis consideradas e ε_i os erros ou resíduos esperados.

Na regressão multilinear considerou-se a totalidade dos dados recolhidos durante o período de monitorização, devidamente normalizados, conforme os procedimentos referidos anteriormente.

Os resultados obtidos pela regressão multilinear para as primeiras três frequências são apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 – Resultados obtidos pela regressão multilinear, para as três primeiras frequências

Frequência Normalizada	B_1	B_2	B_3	r^2	V	FPE
1ª	0.8464	0.0564	-0.1328	0.6604	0.3395	0.3401
2ª	0.8378	0.0657	-0.1497	0.6414	0.3585	0.3590
3ª	0.6551	0.0993	-0.2479	0.3717	0.6280	0.6300

Os parâmetros B_1 , B_2 e B_3 sofreram alguma variação, quando comparados com os valores obtidos nas regressões lineares simples. O parâmetro B_2 , inclusive, apresenta uma mudança do seu sinal, como consequência da aplicação da regressão multilinear

contendo as três variáveis consideradas para a modelação. Os coeficientes de determinação obtidos pela regressão multilinear para as três frequências (66, 64 e 37% respectivamente), apresentam uma ligeira melhoria face aos melhores valores obtidos pela regressão linear simples da variação da temperatura.

Tal facto é também visível através da ligeira redução dos valores obtidos para a função de perda (V) e para a estimativa do erro final (FPE), cujo significado representa uma ligeira melhoria da precisão dos resultados produzidos por estes modelos.

A representação gráfica dos modelos obtidos pela regressão multilinear para as primeiras três frequências é apresentada na Figura 134.

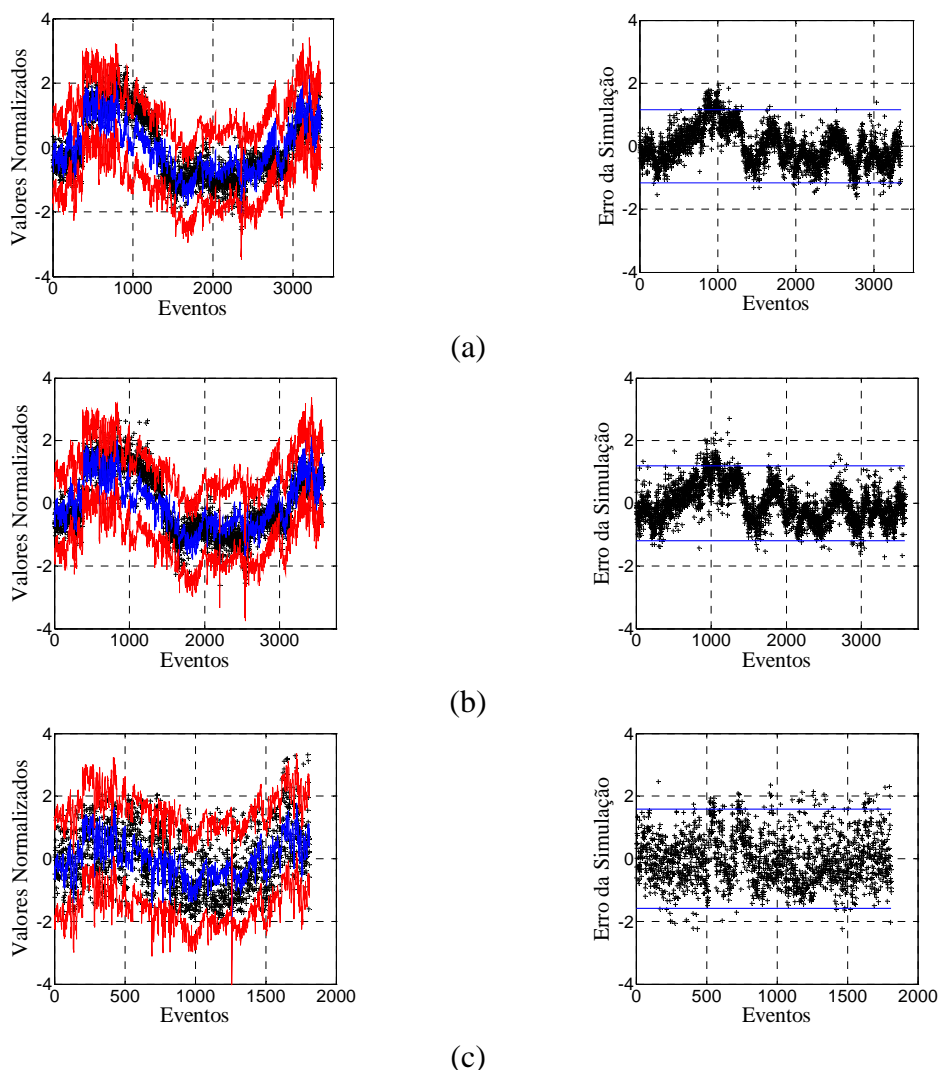


Figura 134 – Regressão multilinear e respectivo erro de simulação: (a) 1ª frequência; (b) 2ª frequência e (c) 3ª frequência

5.5.3 Modelos Autoregressivos (ARX)

Dado que a regressão multilinear não produziu melhorias significativas, relativamente às regressões lineares, decidiu-se utilizar um modelo autoregressivo (ARX – Peeters, 2000) para modelar a inércia térmica da estrutura. Neste tipo de

modelos, a resposta produzida (no caso em estudo a frequência de vibração) no instante k não depende apenas dos dados de entrada (temperatura, humidade, nível de excitação), mas também da evolução dos dados introduzidos e processados pelo sistema. O modelo utilizado para o caso em estudo considerou a introdução de múltiplas variáveis de entrada e uma única de saída sendo vulgarmente designado por MISO (Multiple Input Single Output). O cálculo do modelo foi efectuado através de uma ferramenta desenvolvida em MATLAB, utilizando a instrução *arx*, para modelar cada frequência.

O modelo autoregressivo pode ser representado da seguinte forma:

$$\hat{y}_k + a_1 y_{k-1} + \dots + a_{na} y_{k-na} = b_1 u_{k-nk}^{env} + \dots + b_{nb} u_{k-nk-nb+1}^{env} + e_k \quad (\text{Equação 14})$$

onde a_i e b_i correspondem aos coeficientes da parte autoregressiva e exógena do modelo respectivamente, na representa a ordem autoregressiva, nb a ordem exógena, nk o número de desfasamentos entre os dados de entrada e de saída e e_k os resíduos esperados.

Aplicando o operador q^{-1} ($y_k = y_{k-1}$) o modelo pode ser representado da seguinte forma simplificada:

$$A_q \hat{y}_k = B_q u_{k-nk}^{env} + e_k \quad (\text{Equação 15})$$

onde A_q é o escalar com o operador de desfasamento q^{-1} e B_q representa a matriz $1 \times n$.

Na Tabela 27 são apresentados os valores obtidos pelos modelos autoregressivos que melhor reproduzem a variabilidade das frequências naturais.

Tabela 27 – Resultados obtidos pelos modelos autoregressivos, para as três primeiras frequências

Frequências Normalizadas	n_a, n_b, n_k	r^2	V	FPE
1 ^a	4, 2 3 5, 0 0 0	0.7180	0.0745	0.0752
2 ^a	5, 2 2 5, 0 0 0	0.7069	0.0897	0.0903
3 ^a	5, 2 3 5, 0 0 0	0.3931	0.4558	0.4634

Os resultados obtidos para as duas primeiras frequências demonstram uma melhoria relativamente aos valores obtidos pela regressão multilinear, apresentando um coeficiente de determinação de 72 e 71% respectivamente. A melhoria da qualidade dos valores produzidos pelos modelos obtidos para as duas primeiras frequências é significativa, dado que os valores para a função de perda (V) e para a estimativa do erro final (FPE) sofreram uma redução significativa face aos valores produzidos pelas anteriores.

A Figura 135 e a Figura 136 representam o ajuste das primeiras duas frequências através da utilização da frequência normalizada e dos erros resultantes da modelação, com um intervalo de confiança *ci* de 95%.

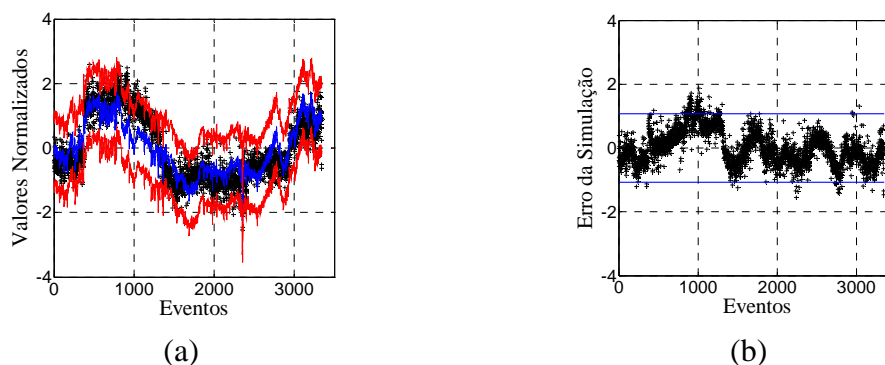


Figura 135 – Modelo ARX para a primeira frequência e respectivo erro de simulação:
(a) frequência normalizada e (b) erros da modelação

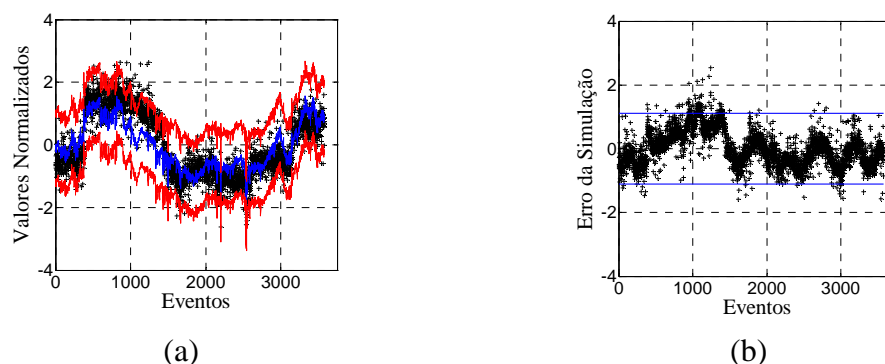


Figura 136 – Modelo ARX para a segunda frequência e respectivo erro de simulação:
(a) frequência normalizada e (b) erros da modelação

Os modelos evidenciam uma boa representação da variação das duas primeiras frequências ao longo do tempo. No entanto, não reproduzem com a fiabilidade desejada o fenómeno de absorção de água por parte das alvenarias dado que a humidade relativa, conforme foi referido anteriormente, não representa totalmente o fenómeno. Para uma representação mais completa, teriam de ser desenvolvidos estudos pormenorizados para melhor caracterização deste fenómeno.

Para a terceira frequência, o coeficiente de determinação ficou-se pelos 39% demonstrando que a modelação para esta frequência é de pior qualidade, possuindo um erro de simulação superior aos obtidos para as duas primeiras frequências.

Devido à fraca excitação da estrutura durante a monitorização, existiu alguma dificuldade em identificar a terceira frequência natural. Em algumas leituras foi mesmo impossível obter essa identificação. Assim, o aumento do erro da modelação pode estar relacionado com a falta de precisão das identificações da terceira frequência. Pode ainda estar relacionado com o facto da terceira frequência natural não ser sensível às variações das três variáveis consideradas.

Na Figura 137 é apresentado o ajuste da terceira frequência através da utilização da frequência normalizada e dos erros resultantes da modelação, com um intervalo de confiança ci de 95%.

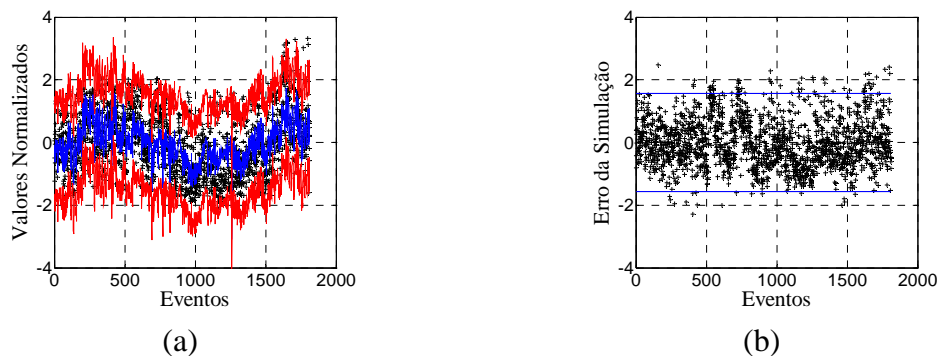


Figura 137 – Modelo ARX para a terceira frequência e respectivo erro de simulação: (a) frequência normalizada e (b) erros da modelação

5.5.4 Modelos Autoregressivos Optimizados

Como foi referido anteriormente, o nível de excitação de uma estrutura influencia a qualidade das identificações dinâmicas de uma estrutura. Quanto maior for o nível de excitação, melhores serão os resultados obtidos pela identificação dos parâmetros dinâmicos da estrutura, sendo também mais fáceis de obter. Na tentativa de otimizar os resultados da modelação e minimizar a oscilação de algumas variáveis, como por exemplo do amortecimento, foi realizada uma modelação aplicando um filtro onde apenas foram consideradas as frequências com níveis de RMS superiores a 0,025 mg.

Os resultados obtidos pelos modelos autoregressivos filtrados para as primeiras três frequências podem ser observados na Tabela 28.

Tabela 28 – Resultados obtidos pelos modelos autoregressivos filtrados, para as três primeiras frequências

Frequências				
Normalizadas	n_a, n_b, n_k	r^2	V	FPE
1 ^a	4, 2 3 5, 0 0 0	0.8557	0.0420	0.0434
2 ^a	5, 2 2 5, 0 0 0	0.8325	0.0618	0.0640
3 ^a	5, 2 3 5, 0 0 0	0.3085	0.4588	0.4851

Analisando os resultados fornecidos pelo modelo filtrado, obtiveram-se os modelos que, de todas as modelações realizadas neste trabalho, melhor representam as variações observadas nas frequências da estrutura, tendo sido determinados para as primeiras duas frequências coeficientes de determinação de 86 e de 83% respectivamente. Quanto à terceira frequência, verificou-se uma ligeira degradação dos resultados, quando comparados com os valores obtidos pelos modelos autoregressivos não filtrados, tendo um coeficiente de determinação de 31%.

Os valores determinados para a função de perda (V) e para a estimativa do erro final (FPE) também apresentam valores menores, demonstrando uma pequena melhoria da fiabilidade dos dados simulados pelo modelo.

A Figura 138 apresenta o ajuste das primeiras três frequências através da utilização dos modelos filtrados, representando a frequência normalizada e os erros resultantes da modelação, com um intervalo de confiança ci de 95%.

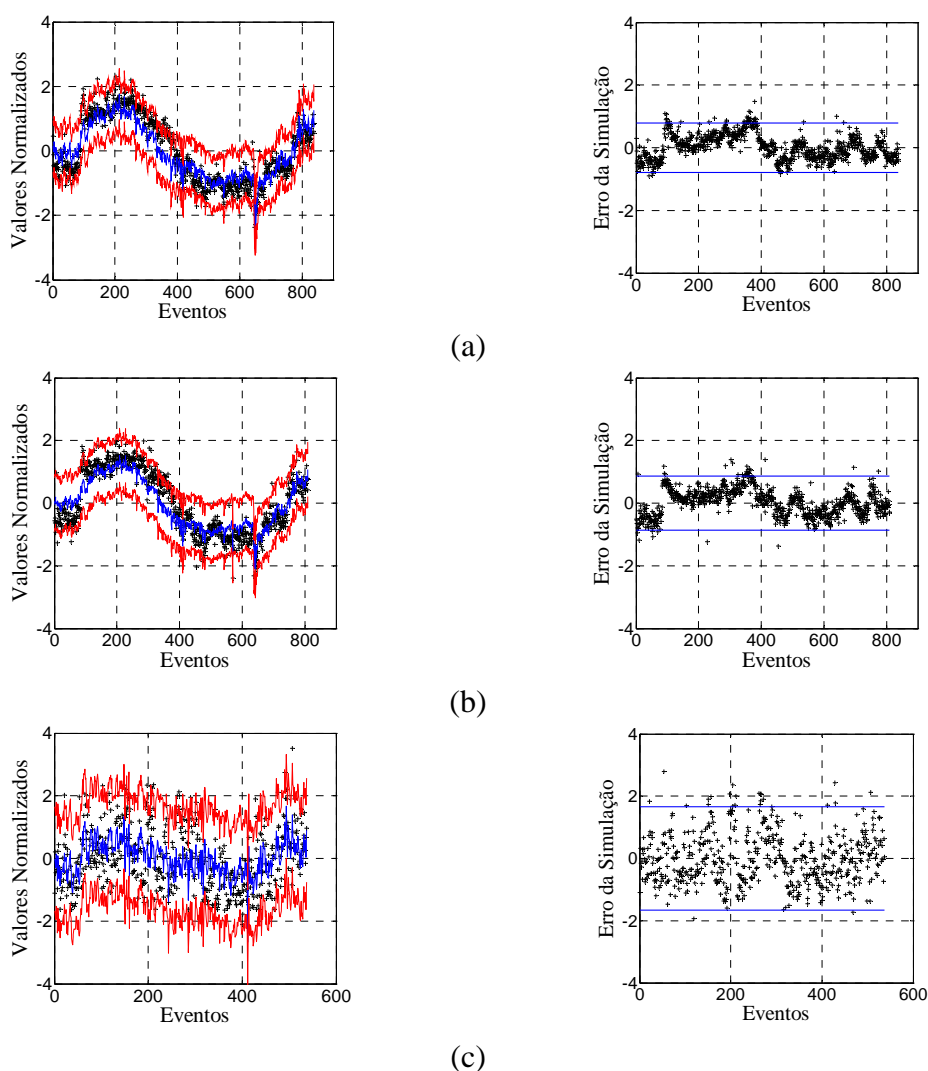


Figura 138 – Modelos ARX filtrados e respectivos erros de simulação: (a) 1ª frequência; (b) 2ª frequência e (c) 3ª frequência

Perante os bons resultados produzidos pela aplicação dos modelos autoregressivos (ARX), pode-se considerar a aplicação dos modelos autoregressivos determinados para as duas primeiras frequências na simulação do comportamento dinâmico da estrutura e, desta forma, prever as variações produzidas pelas três variáveis na resposta dinâmica da estrutura.

Se forem observados comportamentos diferentes do previsível, tal poderá significar a existência de uma situação anómala na estrutura.

5.6 Conclusões

Neste capítulo foi apresentado o trabalho de investigação, desenvolvido na torre de Mogadouro, para o estudo da influência dos parâmetros ambientais na resposta dinâmica da estrutura. A influência dos parâmetros ambientais na estrutura provoca alterações na resposta dinâmica, o que pode camuflar alterações provocadas pela existência de dano.

Para demonstrar a influência dos parâmetros ambientais na estrutura, e evidenciar a importância da sua quantificação na detecção de dano estrutural, foram apresentados alguns exemplos de trabalhos de investigação desenvolvidos nesta área. Os objectivos dos trabalhos de investigação apresentados passam, numa primeira fase, pela identificação da influência dos parâmetros ambientais na resposta dinâmica da estrutura. Depois de identificada a influência, o próximo passo tem por objectivo a quantificação das alterações provocadas pelos parâmetros ambientais identificados. A quantificação envolve a utilização de modelos de regressão para ajustar um modelo aos dados obtidos pela monitorização. A obtenção de um modelo que caracterize a influência desses parâmetros na estrutura, permite filtrar esses efeitos, sendo assim possível detectar qualquer situação de dano que provoque alterações na resposta dinâmica da estrutura.

Para o trabalho de investigação na torre de Mogadouro, foi realizada a descrição do sistema e dos sensores utilizados. A metodologia considerada e a identificação automática dos parâmetros modais resultantes das leituras produzidas pelo sistema também foram desenvolvidas neste capítulo. Os resultados obtidos permitiram verificar que as frequências são influenciadas pelos parâmetros ambientais, variando consoante as estações do ano. Assim, observaram-se decréscimos nas frequências naturais durante as estações do Outono e do Inverno (época das chuvas) e, por outro lado, acréscimos nas mesmas frequências durante as estações da Primavera e do Verão (épocas quentes).

Uma vez que não foi observado qualquer dano na estrutura, pode-se concluir que o fenómeno estará associado à absorção de água das chuvas por parte das alvenarias e das juntas argamassadas da estrutura. O fenómeno de absorção de água foi constatado “in situ”, pela observação das alvenarias com elevado teor de humidade, durante a recolha das leituras em períodos chuvosos. As alvenarias com elevado teor de humidade, resultante da absorção de água das chuvas, provocam o aumento da massa da estrutura e a consequente redução das frequências naturais. Por outro lado, quando se atingem as épocas quentes, a estrutura húmida inicia o processo de secagem e as frequências apresentam uma tendência para retomar os seus valores iniciais. Conclui-se desta forma que as variações da temperatura e da humidade relativa influenciam o comportamento dinâmico da estrutura. No entanto, não representam integralmente o fenómeno de absorção de água por parte das alvenarias, como seria desejável. Para o estudo desse fenómeno terão de ser desenvolvidos estudos mais pormenorizados no futuro.

Foram também efectuadas tentativas de ajuste de modelos aos dados obtidos pela monitorização, para representar os efeitos das variáveis na estrutura (temperatura, humidade relativa e nível de excitação). Inicialmente foram utilizadas regressões lineares simples para as três variáveis.

Os resultados das regressões simples para a temperatura e para a humidade foram razoáveis, com a primeira a ter uma melhor correlação entre os pontos. A regressão linear do nível de excitação, por sua vez, produziu resultados fracos

demonstrando existir uma fraca correlação entre a frequência e o nível de excitação. No entanto, é visível que o nível de excitação aumenta com a redução das frequências, conforme se pode verificar com maior detalhe no anexo A.

Posteriormente, foi realizada uma regressão multilinear contendo as três variáveis que, apesar de apresentar algumas melhorias relativamente às regressões lineares simples, não produziu os resultados esperados.

Finalmente, foi aplicado um modelo autoregressivo MISO (Multiple Input Single Output), com várias variáveis de entrada e uma única de saída, aos dados obtidos na monitorização da estrutura.

Os modelos ajustados apresentaram resultados aceitáveis para as duas primeiras frequências, enquanto a terceira apresenta piores resultados, com um maior erro produzido pela modelação.

A filtragem dos dados, onde apenas foram consideradas frequências com níveis de excitação superiores a 0.025 mg, e posterior aplicação dos ARX produziram os melhores resultados determinados pelas várias modelações realizadas neste estudo, tendo-se obtido uma representatividade máxima do modelo de 85,57%, correspondente ao valor encontrado para a primeira frequência.

Capítulo 6

Conclusões

6.1 Conclusões

A crescente preocupação com aspectos relacionados com a sustentabilidade, a durabilidade e a segurança estrutural, tem evidenciado cada vez mais a necessidade de controlar e preservar a integridade das construções novas e antigas, tendo como objectivo o prolongamento do tempo de utilização da estrutura e a programação das acções de conservação e restauro.

O estudo do comportamento estrutural, através de sistemas de monitorização, assume desta forma especial relevância, em particular nos edifícios antigos e históricos. De facto, o fraco conhecimento sobre os métodos de construção antigos, associado ao desconhecimento das características dos materiais aplicados, das soluções estruturais utilizadas e do comportamento estrutural do conjunto, constituem um desafio bastante complexo. Assim, a utilização de sistemas de monitorização estrutural assume um papel de grande importância no estudo e conhecimento do comportamento da estrutura, e ainda na definição das acções necessárias para a conservação e restauro de edifícios desta natureza.

Através deste trabalho procurou-se evidenciar as potencialidades da utilização dos sistemas de monitorização, que podem abranger várias vertentes, desde o controlo do comportamento estrutural de construções novas, até ao estudo pormenorizado de edificações antigas, a necessitarem de acções de conservação e restauro.

Para clarificar a actual situação, foi efectuada uma revisão ao estado de arte dos sensores e respectivos sistemas de monitorização, apresentando os últimos desenvolvimentos tecnológicos nesta área. Dada a grande diversidade de equipamentos e soluções actualmente disponíveis no mercado, foram enumerados os principais aspectos a observar durante a concepção, selecção e posterior implantação de um sistema de monitorização.

Entre esses aspectos encontram-se a definição clara das grandezas a monitorizar, o consumo energético dos sensores e respectivos sistemas de alimentação necessários, os meios de transmissão de dados a utilizar e os sistemas de aquisição necessários para a uma correcta aquisição, tratamento e armazenamento dos dados produzidos pelo sistema.

A aplicação prática destes dispositivos, pela aplicação de sistemas de monitorização estrutural, foi evidenciada através dos dois casos práticos apresentados nesta dissertação, demonstrando a sua importância no estudo e no controlo do comportamento das estruturas.

No primeiro caso prático, foram apresentados os trabalhos de reabilitação e reforço estrutural em curso no túnel do Rossio, em Lisboa. Pela apresentação deste caso real, foram também demonstradas as potencialidades dos sistemas de monitorização estáticos no controlo de estruturas e das zonas envolventes à intervenção.

A monitorização prevista pelo projectista demonstrou possuir um bom desempenho e permitiu controlar, de uma forma fiável e segura, a interacção entre o solo e a infra-estrutura e a sua influência nos edifícios localizados à superfície, durante a realização dos trabalhos de reabilitação do túnel.

No segundo caso prático, foram apresentados os trabalhos de reabilitação e reforço da torre do relógio de Mogadouro, realizados durante o ano de 2005. Foi também realizada a descrição do sistema de monitorização dinâmico instalado na torre,

utilizado para a realização de duas campanhas de ensaios dinâmicos, antes e após o reforço da estrutura.

A análise dos resultados produzidos pelas duas campanhas, permitiu a caracterização do sistema estrutural da torre e a observação do comportamento estrutural para a estrutura degradada e para a reabilitada, através da aplicação de dois métodos: Os métodos directos e inversos. Na aplicação dos métodos directos, os dados obtidos pelos ensaios dinâmicos foram analisados através do software ARTEMIS. A aplicação dos métodos inversos foi realizada através da criação de um modelo de elementos finitos da estrutura, utilizando o software DIANA, e posterior calibração aos dados experimentais. Através destes dois métodos foi possível observar diferentes comportamentos estruturais para as situações antes e após reforço, demonstrando os resultados obtidos pela reabilitação da torre de Mogadouro.

Demonstrou-se desta forma que os sistemas de monitorização dinâmicos apresentam potencialidades nas tarefas de investigação e de controlo das estruturas, podendo detectar eventuais comportamentos anómalos que possam afectar o comportamento estrutural da estrutura monitorizada.

Os resultados da monitorização estrutural podem, no entanto, ser influenciados pela existência de factores externos, variáveis ao longo do tempo, que provocam alterações ao normal comportamento da estrutura.

Entre esses factores estão incluídos os efeitos ambientais (temperatura, humidade, etc.) cuja influência introduz alterações na resposta dinâmica da estrutura. Perante este facto, existe o risco de se poder confundir as alterações produzidas pelos factores ambientais com as alterações com origem na existência de dano estrutural. Desta forma, a previsão da influência dos parâmetros ambientais assume extrema importância, de modo a permitir a filtragem desses efeitos, e assim conhecer o verdadeiro comportamento da estrutura.

Vários investigadores desenvolveram estudos sobre este tema, com especial ênfase nos efeitos da temperatura, na tentativa de identificar e quantificar a influência dos efeitos ambientais nos dados obtidos pelos sistemas de monitorização estrutural.

O trabalho de investigação apresentado nesta dissertação, realizado na torre de Mogadouro, procurou contribuir para um melhor conhecimento desses fenómenos, avaliando o efeito dos parâmetros ambientais na resposta dinâmica da estrutura da torre de Mogadouro. A investigação desenvolveu-se a partir da utilização de um sistema de monitorização dinâmico simplificado, utilizando apenas 3 acelerómetros, uma placa de aquisição de dados, um sensor de temperatura e humidade relativa e um PC portátil para o armazenamento da informação produzida pelo sistema. A monitorização desenvolveu-se durante um período de cerca de ano e meio, desde Abril de 2006 até Agosto de 2007.

Os resultados produzidos pela monitorização estrutural da torre permitiram verificar que o comportamento da torre é influenciado pelos parâmetros ambientais monitorizados (temperatura e humidade relativa).

Durante a monitorização da estrutura da torre observou-se um decréscimo de cerca de 4% para as duas primeiras frequências naturais, no início de Outubro de 2006, mantendo-se esse valor reduzido até Maio de 2007, altura em que voltou a evidenciar uma tendência de subida, para valores próximos do valor inicial.

Pode-se então concluir que as frequências naturais sofreram um decréscimo durante a época das chuvas (Abril de 2006), motivada pela absorção de água por parte das alvenarias da torre e consequente aumento da sua massa. Por outro lado, no início da época quente (Maio de 2007) as frequências apresentavam uma clara tendência para

adquirem os seus valores iniciais, podendo-se apontar como origem do fenómeno o processo de secagem da água existente nas alvenarias.

Para a determinação de um modelo que reproduza o comportamento da estrutura e permita a filtragem dos efeitos ambientais, foram realizadas várias tentativas através da utilização de modelos de regressão. Na melhor modelação obtida, utilizando modelos autoregressivos do tipo MISO (Multiple Input Single Output), foram determinados modelos para as duas primeiras frequências que representam cerca de 90% dos valores obtidos pela monitorização, enquanto que para a terceira os valores obtidos foram de pior qualidade, representando cerca de 30% dos valores obtidos. Os valores obtidos correspondem a dados obtidos durante um período de monitorização de cerca de ano e meio. Para melhorar a análise estatística dos dados, a quantidade de informação a analisar teria de corresponder a um período de monitorização mais alargado, idealmente entre 2 a 3 anos.

Apesar dos modelos obtidos apresentarem ajustes aceitáveis para as primeiras duas frequências, não reproduzem o efeito de absorção de água pelas alvenarias da estrutura pois a humidade relativa, só por si, não é capaz de explicar esse fenómeno.

Existe assim a necessidade de desenvolver estudos mais pormenorizados sobre o efeito de absorção de água pelas paredes, para melhor definição e caracterização do fenómeno, permitindo assim o desenvolvimento de modelos com ajustes mais precisos, com capacidade de simular o fenómeno de absorção de água por parte das alvenarias.

Os resultados obtidos pela aplicação dos modelos autoregressivos (ARX) demonstram as potencialidades de utilização destas ferramentas na simular do comportamento dinâmico da estrutura e na previsão das variações produzidas pelos parâmetros ambientais na estrutura. Caso essas variações produzam eventos localizados fora do intervalo de confiança, tal poderá significar a existência de uma situação anómala na estrutura.

6.2 *Trabalhos Futuros*

Durante a modelação da estrutura para a situação antes do reforço, foram sentidas algumas dificuldades na sua optimização. Conforme foi referido, o facto de não existir um levantamento rigoroso da cobertura da torre e a importância demonstrada por esta no comportamento dinâmico da estrutura, contribuíram significativamente para as dificuldades encontradas durante o processo de optimização. Seria por isso interessante realizar um levantamento exaustivo desse elemento da torre (cobertura e zona das janelas), de forma a optimizar os modelos determinados nesta tese e verificar a possível optimização dos resultados.

Nas campanhas de monitorização realizadas na torre de Mogadouro, verificou-se que na generalidade o nível de excitação da estrutura é baixo, devido ao facto de a torre estar localizada num local pouco movimentado e, por vezes, ser pouco solicitada pelos efeitos ambientais (vento). Assim, por vezes a determinação dos parâmetros dinâmicos da estrutura mostrou ser uma tarefa difícil, devido à fraca excitação e ao elevado grau de ruído contido nos registos obtidos pelo sistema.

A optimização do sistema de monitorização utilizado pode ser outra das formas de melhorar os resultados produzidos pelo sistema de monitorização e aumentar a quantidade de informação disponível para análise. Uma outra possibilidade passa pela aplicação de sensores utilizando as ultimas tecnologias, sensores MEMS sem fios, para

verificar a sua fiabilidade e comparar os resultados produzidos por este sistema com os obtidos pelo sistema tradicional (com fios).

Com a constante evolução ao nível dos sistemas informáticos, software e hardware, e respectivos sistemas de comunicação, um desafio interessante seria desenvolver um sistema capaz de monitorizar a estrutura da torre de Mogadouro de forma contínua, processar a informação obtida automaticamente, filtrar os resultados com interesse para o estudo da estrutura e enviar a informação condensada, via e-mail, para as instalações da Universidade do Minho.

Relativamente à influência dos parâmetros ambientais na resposta dinâmica da estrutura, durante o estudo de investigação realizado ficou demonstrado que a temperatura nem sempre é o efeito ambiental com maior relevância. As alterações verificadas na massa e na rigidez da estrutura devido à absorção da água, por parte das paredes, assumiram grande importância nas alterações verificadas no comportamento dinâmico da estrutura. O fenómeno de absorção de água necessita, por isso, de ser estudado cuidadosamente para uma melhor compreensão dos efeitos do fenómeno no comportamento dinâmico da estrutura.

Para a realização desse estudo sugere-se a realização de estudos laboratoriais, variando nas amostras os níveis da temperatura e da humidade, e ainda estudos “in-situ”, pela aplicação de dispositivos que permitam caracterizar o fenómeno de absorção de água pela estrutura de alvenaria (velocidade de absorção, quantidade de água absorvida, aumento de massa produzido na estrutura, etc.).

Referências

A

- Adams, J., 2006, *“Wireless sensors and controls make the organic building”*, Proceedings of the 2006 IEEE international symposium on electronics and environment, págs. 109 – 113
- Aktan, A., Catbas, F., Grimmelsman, K., Pervizpour, M., 2002, *“Development of a Model Health Guide for Major bridges”*, Federal Highway Administration Research and Development
- Ammar, Y., Buhrig, A., Marzencki, M., Charlot, B., Basrour, S., Matou, K., Renaudin, M., 2005, *“Wireless sensor network node with asynchronous architecture and vibration harvesting micro power generator”*, ACM International Conference Proceeding Series; Vol. 121, págs. 287 – 292
- Ammari, H., Das, S., 2006, *“An Energy-Efficient Data Dissemination Protocol for Wireless Sensor Networks”*, Pervasive Computing and Communications Workshops, Fourth Annual IEEE International Conference on Volume, págs. 13 – 17
- Armer, G., 2001, *“Monitoring and assessment of structures”*, Spon Press, July
- Arms, S., Galbreath, J., Newhard, A., Townsend, C., 2004, *“Remotely Reprogrammable Sensors for Structural Health Monitoring”*, Structural ICCES International Conference on Computational and Experimental Engineering and Sciences, Madeira
- Artemis Extractor, Release 4.0, 2006 - Desenvolvido por SVS (Structural Vibration Solutions, Aalborg, Denmark (www.svibs.com))
- Aszkler, C., 2005, *“The Principles of acceleration, shock, and vibration sensors”*, Sensormag magazine (www.sensormag.com)

B

- Balmès, E., Basseville, M., Bourquin, F., Mevel, L., Nasser, H., Treysède, F., 2006, *“Merging sensor data from multiple temperature scenarios for vibration-based monitoring of civil structures”*, Technical report, IRISA, November, no 1824

Bell, D., Lu, T., Fleck, N., Spearing, S., 2005, “*MEMS actuators and sensors: observations on their performance and selection for purpose*”, Journal of micromechanics and microengineering 15, págs 153 – 164

Boone, S., 2001, “*Assessing construction and settlement induced building damage: a return to fundamentals principles*”, Proceedings, Underground Construction, Institution of Mining and Metallurgy, London, págs. 559 – 570

Brownjohn, J., 2003, “*Ambient Vibration Studies for System Identification of Tall Buildings*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 32, págs. 71 – 95

C

Cóias, V., 2006, “*Inspecções e ensaios na reabilitação de edifícios*”, IST Press, Instituto Superior Técnico (www.istpress.ist.utl.pt)

Cunha, A., Caetano, E., Brincker, R., Andersen, P., 2004, “*Identification From the Natural Response of Vasco da Gama Bridge*”, Proceedings of The 22nd International Modal Analysis Conference (IMAC) Detroit, Michigan

Cunha, A., Caetano, E., Magalhães, F., 2005, “*Efficient Tools for Stochastic Modal Identification of Bridges and Special Structures*”, II Eccomas Thematic Conference on Smart Structures and Materials, Lisboa

D

Deraemaeker, A., Reynders, E., Roeck, G., Kulla, J., 2007, “*Vibration-based structural health monitoring using output-only measurements under changing environment*”, Mechanical Systems and Signal Processing, Article in press on ScienceDirect, (www.sciencedirect.com)

Diana version 9.2, 2007, Desenvolvido por Tno Diana BV, Netherlands, (www.tnodiana.com)

Duff, K., Hyzak, M., 1997, “*Structural monitoring with GPS – Global Positioning System*”, Bridge safety monitoring – Public Roads Magazine, (www.findarticles.com)

Dykey, S., Spencer, B., Sainx, M., Carlsonk, J., 1998, “*An experimental study of MR dampers for seismic protection*”, Smart Materials and Structures 7, págs. 693 – 703

E

Eklund E., Shkel, A., 2005, “*Single-Mask SOI Fabrication Process for Linear and Angular Piezoresistive Accelerometers with On-Chip Reference Resistors*”, IEEE Sensors 2005, 4th IEEE Conference on sensors, 31 Oct – 3 Nov

F

Farrar, C., Doebling, S., Cornwell, P., Straser, E., 1997, “*Variability of modal parameters measured on the Alamosa canyon bridge*”, Proceedings of IMAC 15, Orlando, USA, págs. 257 – 263

Farrar, C., Sohn, H., 2001, “*Condition/Damage monitoring methodologies.*”, Invited Talk, The Consortium of Organizations for Strong Motion Observation Systems (COSMOS) Workshop, Emeryville, CA November 14 – 15

FIB, 2003, “*Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures*”, Fédération Internationale du béton, State-of-art report, March

FIBERSENSING, EPOS, 2005, “*Memória Descritiva para a Instalação de um Sistema de Monitorização Estrutural do Túnel do Rossio*”

FIBERSENSING; EPOS, 2007, “*SYSTUNNEL – Sistema de Monitorização Estrutural para Túneis Baseado em Sensores de Fibra Óptica*”

Fonseca, A. 2001, “*Observação e instrumentação em obras geotécnicas*”, Publicação FEUP

G

Gama, C., 2004, “*A Method for Continuous Monitoring of Tunnel Deformations during Construction and Service Phases*”, Proceedings of EUROCK2004, Salzburg, págs. 251 – 254

- Gama, C., 2006, “*Novos desenvolvimentos sobre o método extensométrico para monitorizar convergências em túneis*”, Publicações técnicas do Centro de Geotecnia (CEGEO) do Instituto Superior Técnico (IST), Lisboa, (<http://cegeo.ist.utl.pt/html/publicacoes.shtml>)
- Garcia, F., 2003, “*Monumentos degradados e ao abandono*”, O semanário Transmontano, publicação de 14 de Julho (www.semanariotransmontano.com)
- Gentile, C., Gallino, N., 2007, “*Ambient Vibration Testing and Structural Evaluation of an Historic Suspension Footbridge*”, Adv. Engineering Software, Article in press on ScienceDirect, (www.sciencedirect.com)
- Gentile, C., Saisi, A., 2007, “*Ambient Vibration Testing of Historic Masonry Towers for Structural Identification and Damage Assessment*”, Construction and Building Materials 21, págs 1311 – 1321, (www.sciencedirect.com)
- Gentile, C., Saisi, A., Binda, L., 2002, “*Dynamic investigation of a historic masonry Bell Tower*”, 6th International Masonry Conference, London, págs.192 – 199
- Geomechanics, 1999, “*Tiltmeter and Model 591 user manual*”, (www.geomechanics.com)
- GRID, 2007, “*Projecto de Consolidação, Reforço e Reabilitação do Túnel do Rossio – Programa de instrumentação e observação.*”, 2ª Edição, Junho
- GRID, 2007, “*Projecto de Consolidação, Reforço e Reabilitação do Túnel do Rossio – Análises de Risco de Danos nos Edifícios localizados Sobre o traçado do túnel*”, Fevereiro

H

- He, X., Sang, W., Chen, Y., Ding, X., 2005; “*GPS Multiple-Antenna System at Xiaowan dam*”, GPSworld Survey & Construction. (www.gpsworld.com)
- Heinonen, J., Vessonen, I., Klinge, P., Jarvinen, E., 2007, “*Controlling stiffness of a frame spring by changing the boundary condition with an SMA actuator*”, Computers and Structures, Article in press on ScienceDirect, (www.sciencedirect.com)

Hempstead, M., Tripathi, N., Mauro, P.; Wei, G., Brooks, D., 2005, “*An Ultra Low Power System Architecture for Wireless Sensor Network Applications*”, 32nd International Symposium on Computer Architecture (ISCA-05)

I

Isis Canada, 2001, “*Design manual n.º2 – Guidelines for Structural health monitoring*”, September, (www.isiscanada.com)

Ivorra, S., Pallarés, F., 2006, “*Dynamic Investigation on a Masonry Bell Tower*”, Engineering Structures 28, págs 660 – 667, (www.sciencedirect.com)

K

Kang, I., Heung, Y., Kim, J., Lee, J., Gollapudi, R., Subramaniam, S., Narasimhadevara, S., Hurd, D., Kirikera, G., Shanov, V., Schulz, M., Shi, D., Boerio, J., Mall, S., Ruggles-Wren, M., 2006, “*Introduction to carbon nanotube and nanofiber smart materials*”, Composites: Part B 37, págs. 382 – 394

Kintner-Meyer, M., Conant, R., 2004, “*Opportunities of Wireless Sensors and Controls for Building Operation.*”, Proceedings of 2004 ACEEE Summer Study on Energy Efficiency in Buildings, Pacific Grove, CA, August 22 – 27, págs. 3.139 – 3.152

L

Lee, J., 2004, “*Use of MEMS sensors in Structural Engineering*”, final Project off cee advanced structure dynamics and smart structures, Michingam Engineering

Leica geosystems, 2006, “*Structural monitoring systems – GeoMoS Monitoring Software*”, (www.leica-geosystems.com)

Lin, R., Wang, W., 2006, “*Structural dynamics of microsystems – current state of research and future directions*”, Mechanical Systems and Signal Processing, Volume 20, Issue 5, págs. 1015 – 1043

- Ljung, L., 1999, "*System Identification: Theory for the User, Second edition*", Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA
- Longo, S., Gama, C., 2003, "*Análise de Riscos Inerentes às Vibrações Transmitidas às Estruturas*", Publicações técnicas do Centro de Geotecnia (CEGEO) do Instituto Superior Técnico (IST), Lisboa
- Lourenço, P.B., Gaspar, F., Martins, V., 2004, "*Diagnóstico e Reforço da Torre de Mogadouro*", Projecto final da cadeira de Projecto Individual da Licenciatura em Engenharia Civil na Universidade do Minho
- Luso, E., Lourenço, P.B., Almeida, M., 2004, "*Breve história da teoria da conservação e do restauro*", Revista Engenharia Civil da Universidade do Minho, nº 20, (www.civil.uminho.pt/cec/revista/revista.htm)
- Lynch, J., Wang, Y., Law, K., Yi, J., Lee, C., Yun, C., 2005. "*Validation of Large-Scale Wireless Structural Monitoring System on the Geumdang Bridge*", Proceedings of 9th International Conference on Structural Safety and Reliability, Rome, Italy, June 19 – 23

M

- Maeck, J., 2003, "*Damage assessment of civil engineering structures by vibration monitoring*", Tese de Doutoramento, Universidade Católica de Leuven, Bélgica
- Martins, B., 2005, "*House renovation*", Country of the mouth, Euroconstruct, (www.euroconstruct.org)
- MATLAB Version 2007a, 2007, Desenvolvido por The MathWorks Inc., United States of América (www.mathworks.com)

N

- Nagarajaiah, S., Sahasrabudhe, S., 2006, "*Seismic response control of smart sliding isolated buildings using variable stiffness systems: An experimental and numerical study*", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 35, págs. 177 – 197

Ni, Y., Hua, X., Fan, K., Ko, J., 2005, “*Correlating modal properties with temperature using long-term monitoring data and support vector machine technique*”, Engineering Structures 27, págs. 1762 – 1773

O

Omega Engineering Inc., 1998, “*Translations – Volume 3 – Force-Related measurements*”, (www.omega.com)

P

Park, G., Farrar, C., Scalea, F., Coccia, S., 2006, “*Performance assessment and validation of piezoelectric active-sensors in structural health monitoring*”, Smart Materials and Structures 15, págs. 1673 – 1683

Peeters, B., 2000, “*System Identification and Damage Detection in Civil Engineering*”, Tese de Doutoramento, Universidade Católica de Leuven, Bélgica

Peeters, B., De Roeck, G., 1999, “*Reference Based Stochastic Subspace Identification for Output Only Modal Analysis*”, Mechanical Systems and Signal Processing 13, págs. 855 – 878

Peeters, B., Roeck, G., 2001, “*One year monitoring of the Z24-Bridge: environmental effects versus damage events*”, Earthquake Engineering Structures Dynamics 30, págs. 149 – 171

Pestana, A., 2002, “*Sistema de posicionamento global Navstar / GPS*”, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Pina, C., Portela, E., 2006, “*Tecnologias de informação no controlo da segurança de barragens de betão*”, Construção Magazine nº 15, págs. 18 – 25

R

Ramos, L.F., De Roeck, G., Lourenço, P.B., Campos-Costa, A., 2006, “*Damage Identification based on Vibration Measurements Applied to Masonry Structures*”, Proceedings of ISMA2006: International Conference on Noise and Vibration Engineering, Leuven, Bélgica, págs. 925 – 940

- Ramos, L.F.; Marques, L.; Lourenço, P.B.; De Roeck, G., Campos-Costa, A.; Roque, J., 2007, “*Monitoring Historical Masonry Structures with Operational Modal Analysis: Two Case Studies*”, 2nd International Operational Modal Analysis Conference, Copenhagen, April 30 – May 2, vol. 1, págs.161 – 168
- Ramos, L.F., 2007, “*Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures*”, Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil pela Universidade do Minho
- Rankin, W., 1988, “*Ground movements resulting from urban tunnelling: Predictions and effects*”, Geological Society, London, Engineering geology special publications, v.5, págs. 79 – 92
- REFER, 2007, “Caderno Informativo – Túnel do Rossio”, Caderno informativo, Junho, (www.refer.pt)
- Ribeiro, A., 1996, “*Esquemas de multiplexagem de sensores de fibra óptica*”, Tese de doutoramento, Faculdade de Ciências da Universidade do Porto
- Roberts, G., Meng, X., 2006, “*When bridges move: GPS based deflection monitoring*”, Sensormag magazine (www.sensormag.com)
- Roberts, G.P., Pearson, A.J., 1998, “*Health monitoring of structures - towards a stethoscope for bridges*”, Proceedings of ISMA 23, the International Conference on Noise and Vibration Engineering, Leuven, Belgium
- Rodrigues, J., 2005, “*Identificação modal estocástica – Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*”, Teses e programas de investigação LNEC

S

- Sandoval, M., 2004, “*Smart sensors for civil infrastructure systems*”, Graduate Program in Civil Engineering and Geological Sciences Notre Dame, Indiana
- Siringoringo, D., Fujino, Y., 2007, “*System Identification of Suspension Bridge From Ambient Response*”, Engineering Structures, Article in press on ScienceDirect, (www.sciencedirect.com)

Sistema de Posicionamento Global (GPS), 2006, (www.cienciaviva.pt)

Sohn, H., Dzwonczyk, M., Straser, E., Kiremidjian, A., Law, K., Meng, T., 1999, “*An experimental study of temperature effect on modal parameters of the Alamosa canyon bridge*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 28, págs. 879 – 897

Song, G., Ma, N., Li, N., 2006, “*Applications of shape memory alloys in civil structures*”, Engineering Structures 28, págs. 1266 – 1274

Song, G., Mo, Y., Otero, K., Gu, H., 2006, “*Health monitoring and rehabilitation of a concrete structure using intelligent materials*”, Structures Smart Materials Structures 15, págs. 309 – 314

Song, G., Sethi, V., Li, N., 2006, “*Vibration control of civil structures using piezoceramic smart materials: A review*”, Engineering Structures 28, págs. 1513 – 1524

Sparsø J., Furber, S., 2006, “*Principles of asynchronous circuit design – A systems perspective*”, Technical University of Denmark

T

Teughels, A., 2003, “*Inverse Modelling of Civil Engineering Structures Based on Operational Modal Data*”, Tese de Doutoramento, Universidade Católica de Leuven, Bélgica

V

Ventura, C., Lord, J., Turek, M., Brincker, R., Andersen, P., Dascotte, E., 2005, “*FEM Updating of Tall Buildings Using Ambient Vibration Data*”, Proceedings of The 6th International Conference on Structural Dynamics (EURODYN) Paris, France

Ventura C., Lord J.F., Turek M., Sereci A., Radulescu D., Radulescu C., 2003, “*Experimental Studies and Remote Monitoring of IASC – ASCE Benchmark Test Frame*”, Proceedings of the IMAC XXI, Kissimmee, Florida, February 3 – 6

W

Wilson, S., Jourdain, R., Zhang, Q., Dorey, R., Bowen, C., Willander, M., Wahab, Q., Willander, M., Al-hilli, S., Nur, O., Quandt, E., Johansson, C., Pagounis, E., Kohl, M., Matovic, J., Samel, B., Wijngaart, W., Jager, E., Carlsson, D., Djinoovic, Z., Wegener, M., Moldovan, C., Iosub, R., Abad, E., Wendlandt, M., Rusu, C., Persson, K., 2007, *“New materials for micro-scale sensors and actuators: An engineering review”*, Materials Science and Engineering R 56, págs. 1 – 129

X

Xia, Y., Hao, H., Zanardo, G., Deeks, A., 2006, *“Long term vibration monitoring of an RC slab: Temperature and humidity effect”*, Engineering Structures 28, Págs. 448 – 452

Y

Yin, T., Rong, M., Zhang, M., Yang, G., 2007, *“Self-healing epoxy composites: Preparation and effect of the healant consisting of microencapsulated epoxy and latent curing agent”*, Composites Science and Technology 67, págs. 201 – 212

Z

Zorman, C., Mehregany, M., 2006, *“Materials for Microelectromechanical Systems”*, The MEMS handbook, Second Edition, Crc press LLC

Anexo A

Anexo do Capítulo 5

ÍNDICE

A.1.	Efeito dos Parâmetros Ambientais na Resposta Dinâmica da Torre de Mogadouro	3
A.1.1.	Efeitos dos Parâmetros Ambientais na 1ª Frequência	3
A.1.2.	Efeitos dos Parâmetros Ambientais na 2ª Frequência	7
A.1.3.	Efeitos dos Parâmetros Ambientais na 3ª Frequência	11

A.1. Efeito dos Parâmetros Ambientais na Resposta Dinâmica da Torre de Mogadouro

A.1.1. Efeitos dos Parâmetros Ambientais na 1ª Frequência

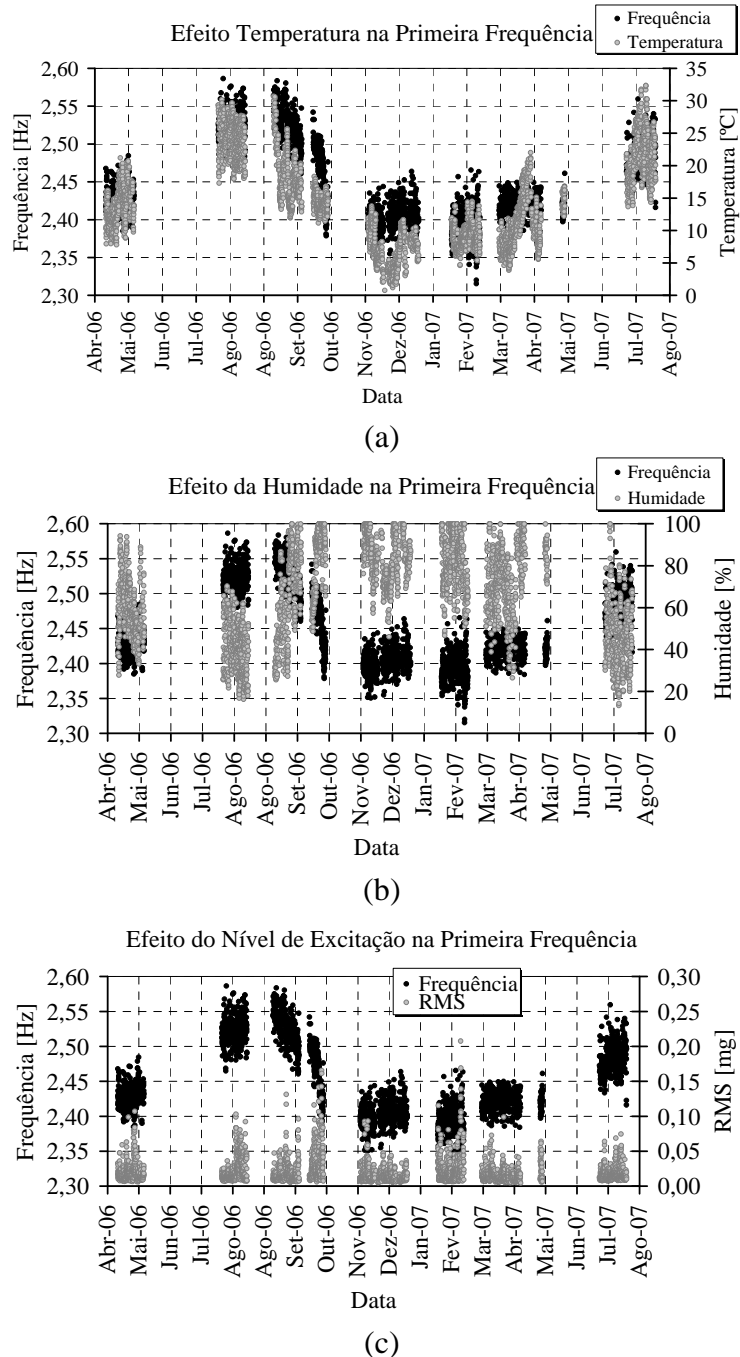


Figura A.1 – Efeito dos parâmetros ambientais na primeira frequência: (a) efeito da temperatura; (b) efeito da humidade e (c) efeito do nível de excitação da estrutura

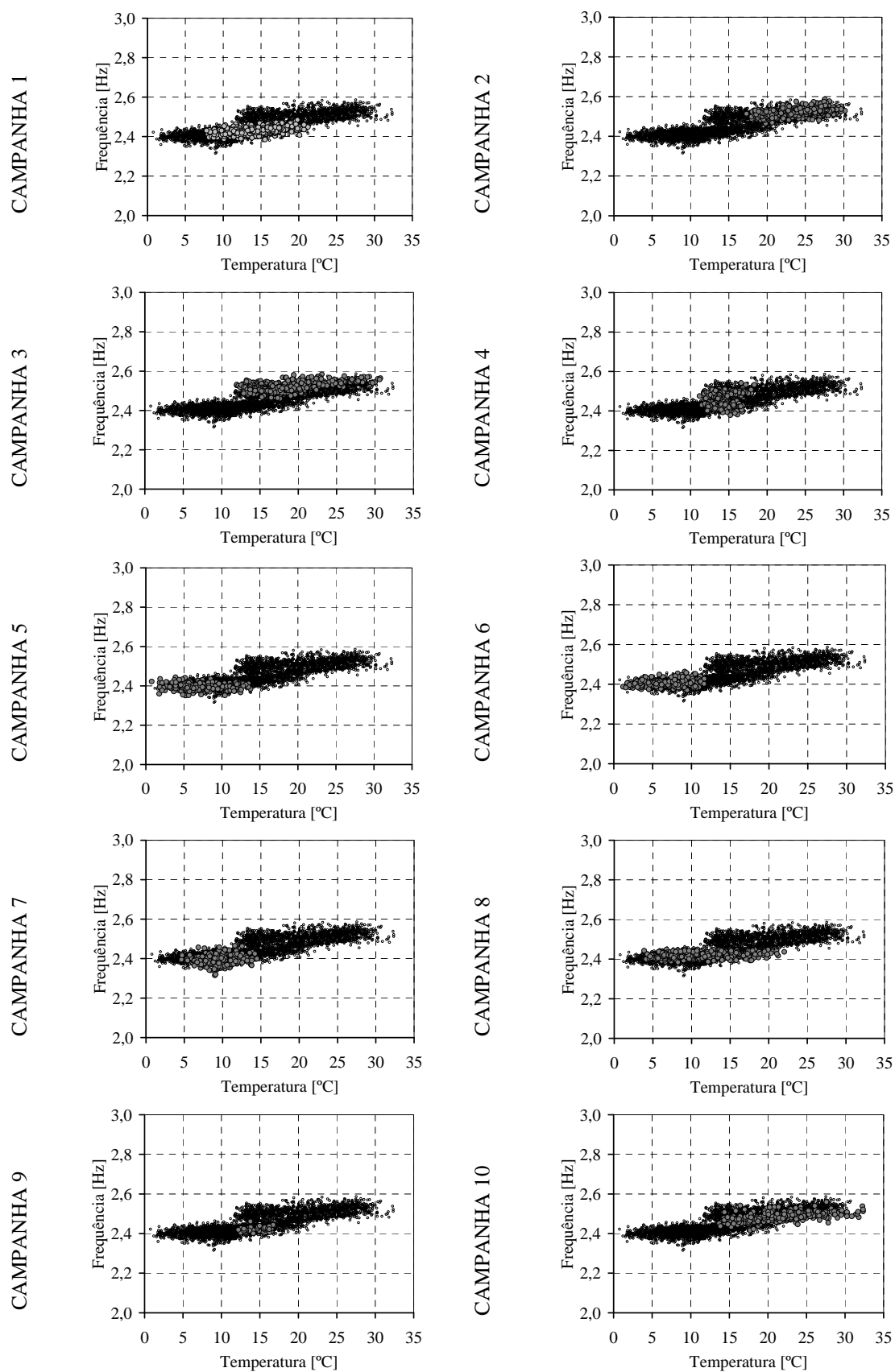


Figura A.2 – Variação da primeira frequência, em função da temperatura, em cada campanha de monitorização

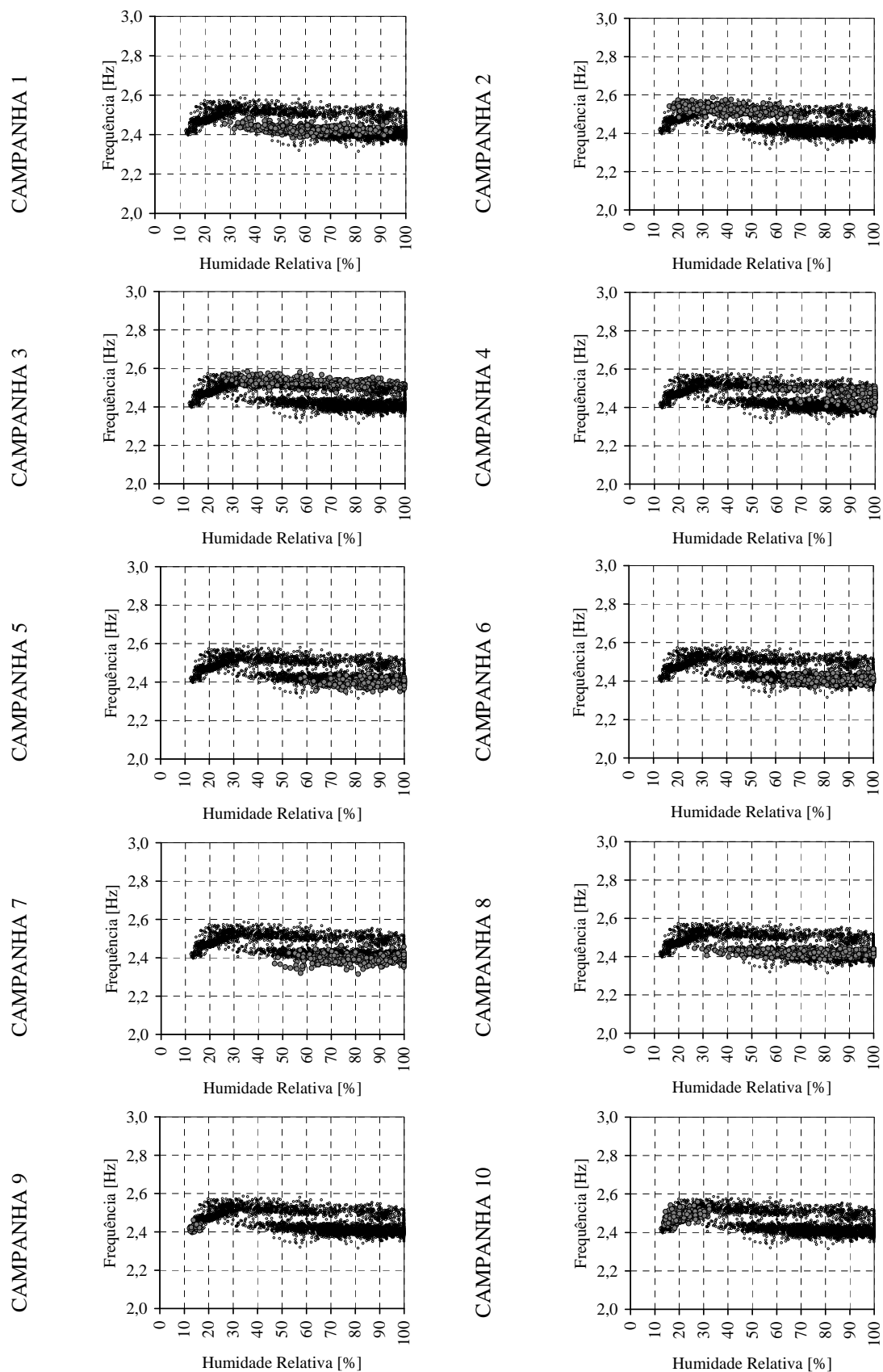


Figura A.3 – Variação da primeira frequência, em função humidade relativa, em cada campanha de monitorização

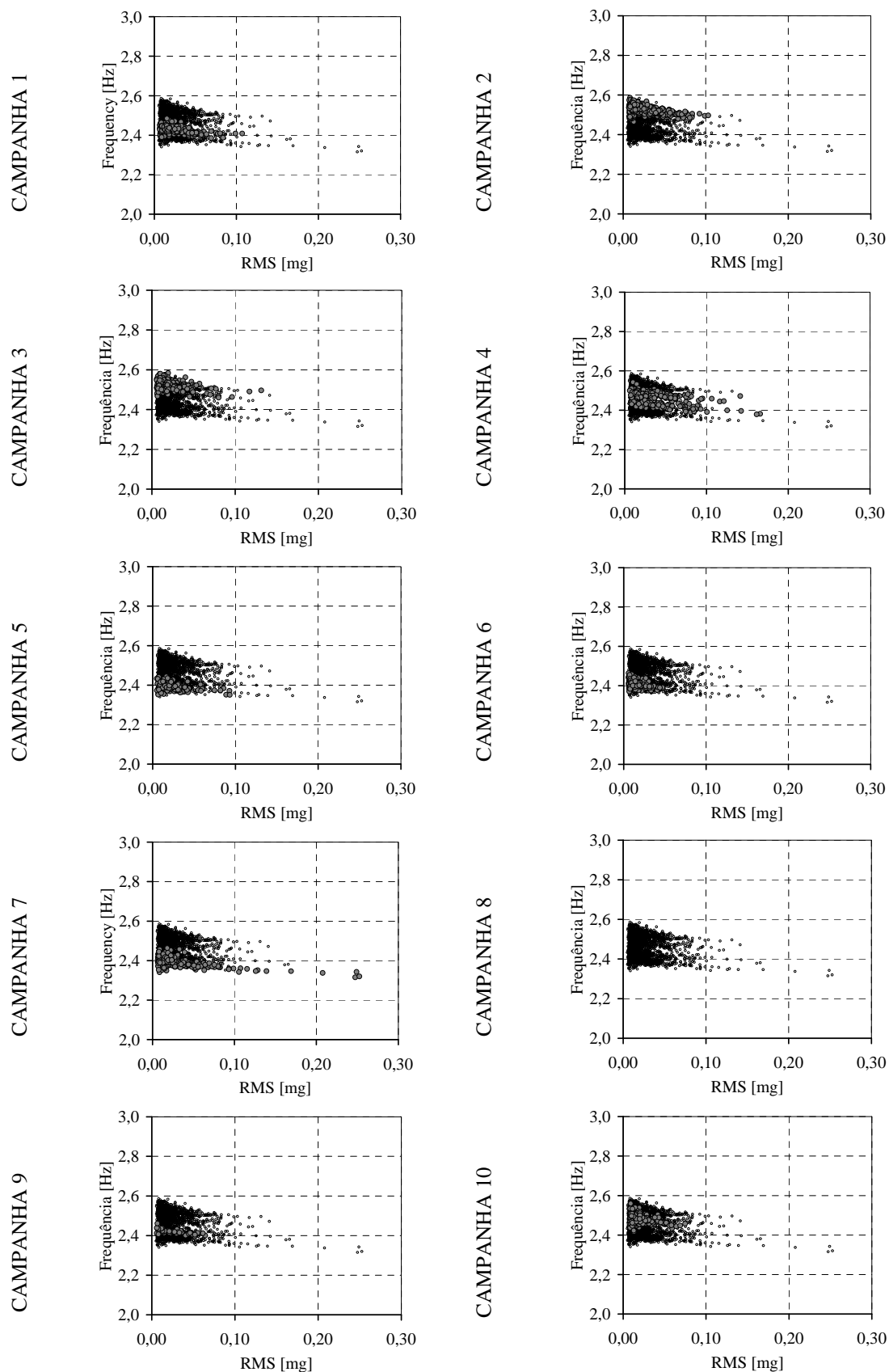
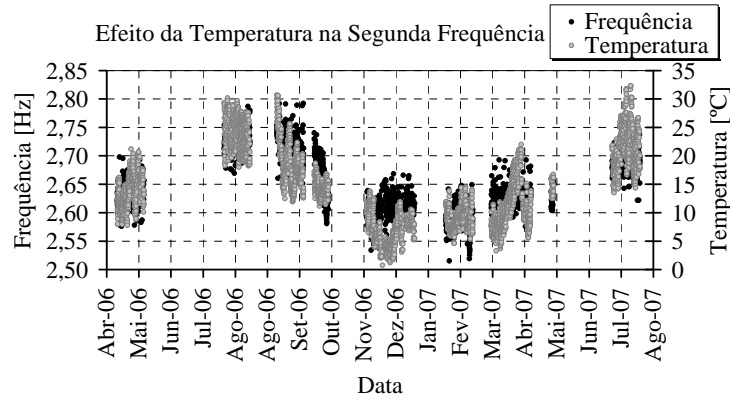
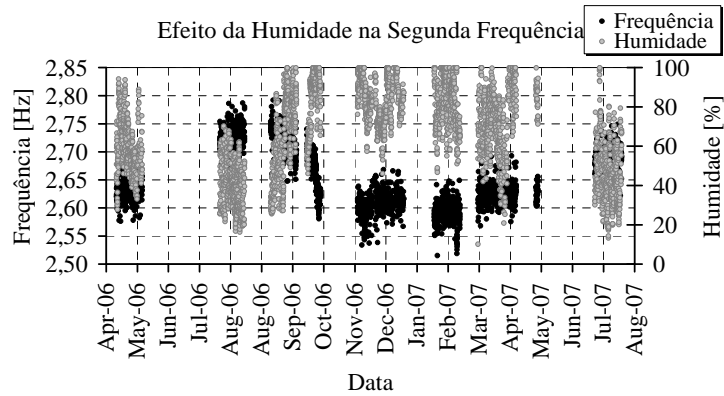


Figura A.4 – Variação da primeira frequência, em função do nível de excitação, em cada campanha de monitorização

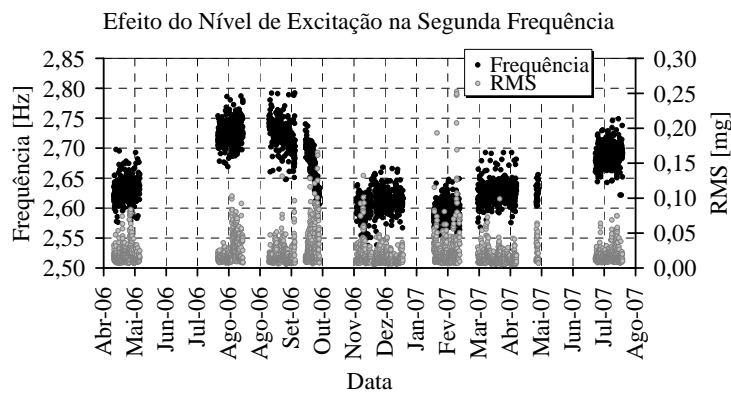
A.1.2. Efeitos dos Parâmetros Ambientais na 2ª Frequência



(a)



(b)



(c)

Figura A.5 – Efeito dos parâmetros ambientais na segunda frequência: (a) efeito da temperatura; (b) efeito da humidade e (c) efeito do nível de excitação da estrutura

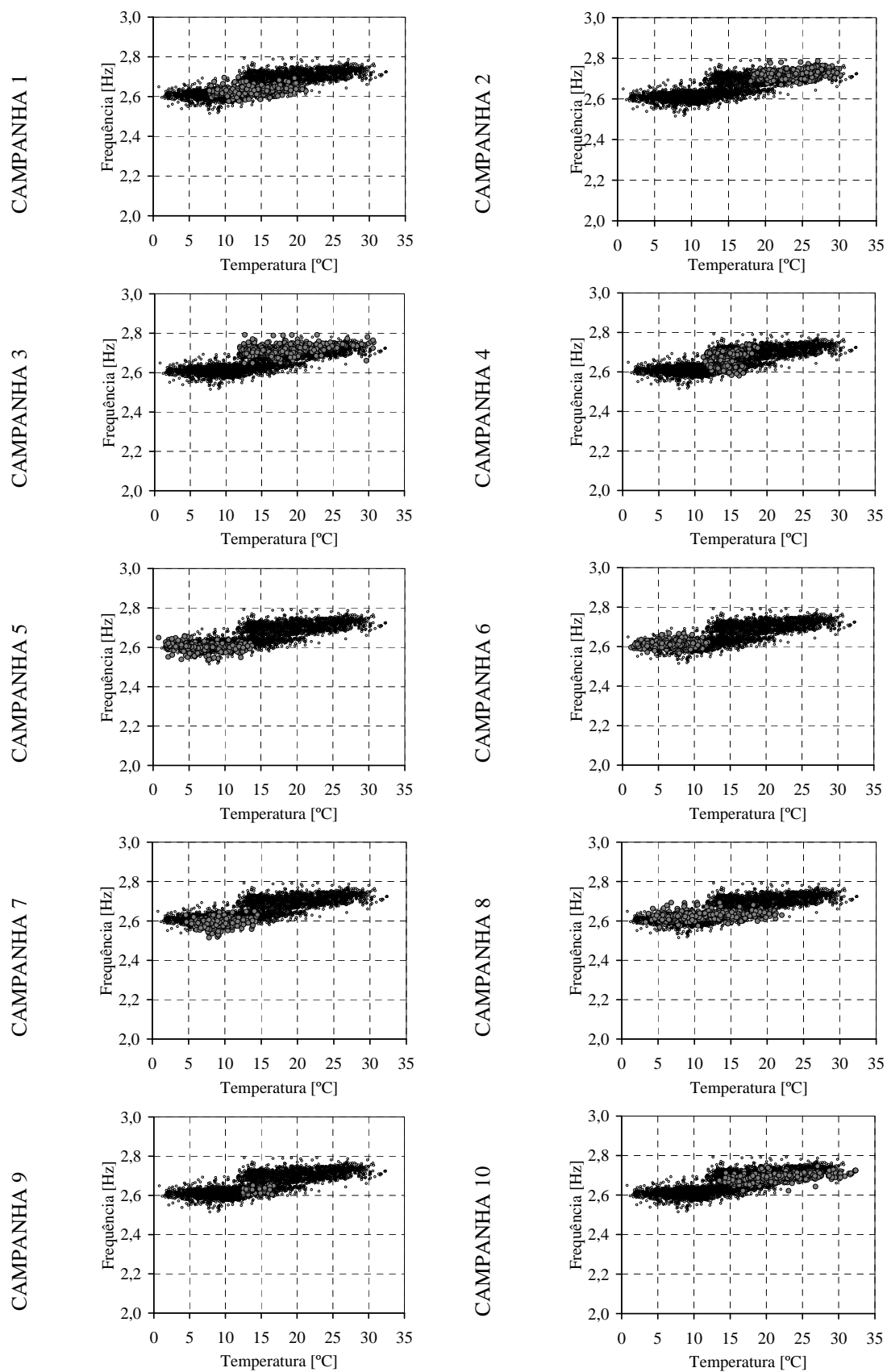


Figura A.6 – Variação da segunda frequência, em função da temperatura, em cada campanha de monitorização

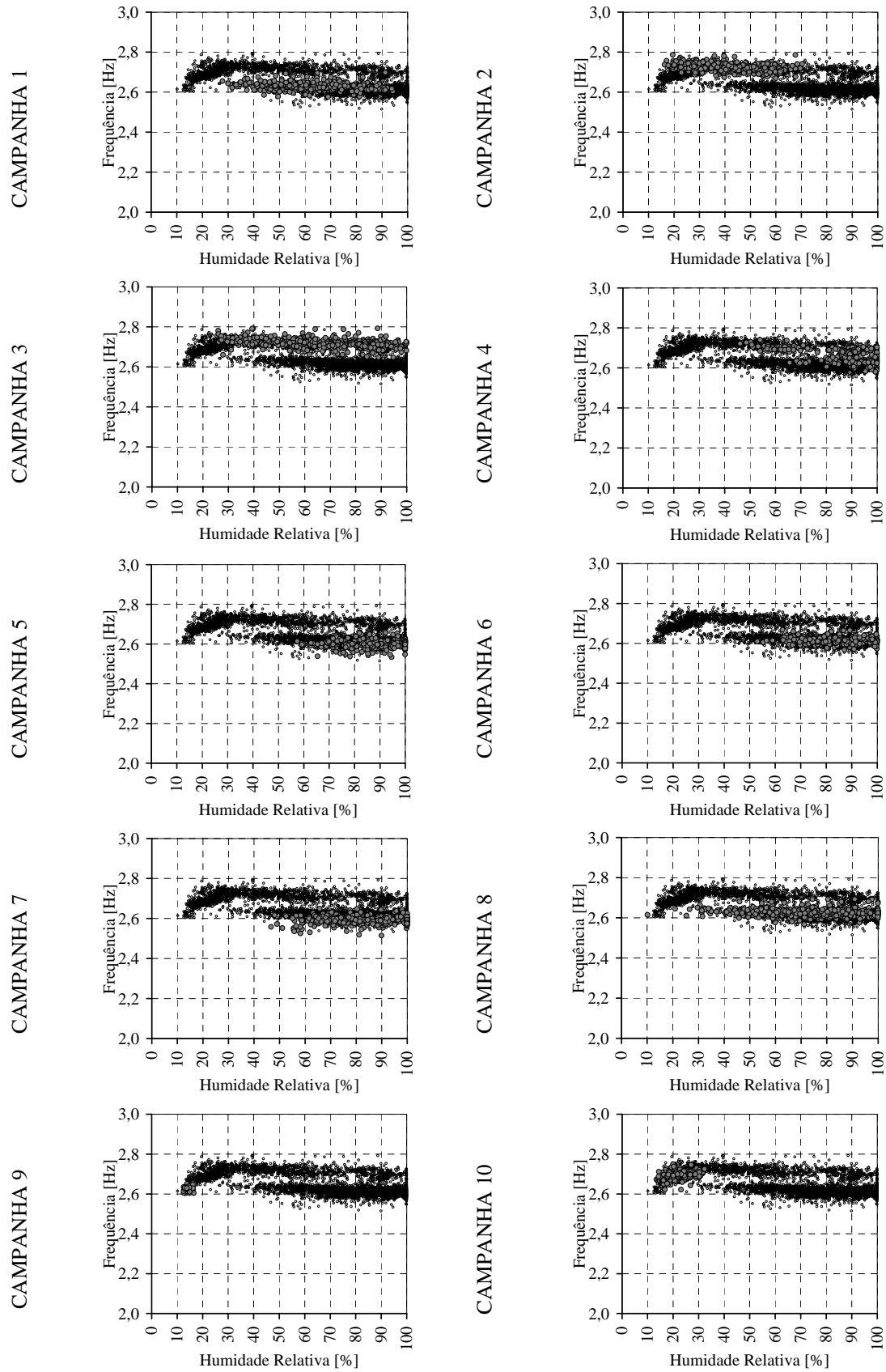


Figura A.7 – Variação da segunda frequência, em função humidade relativa, em cada campanha de monitorização

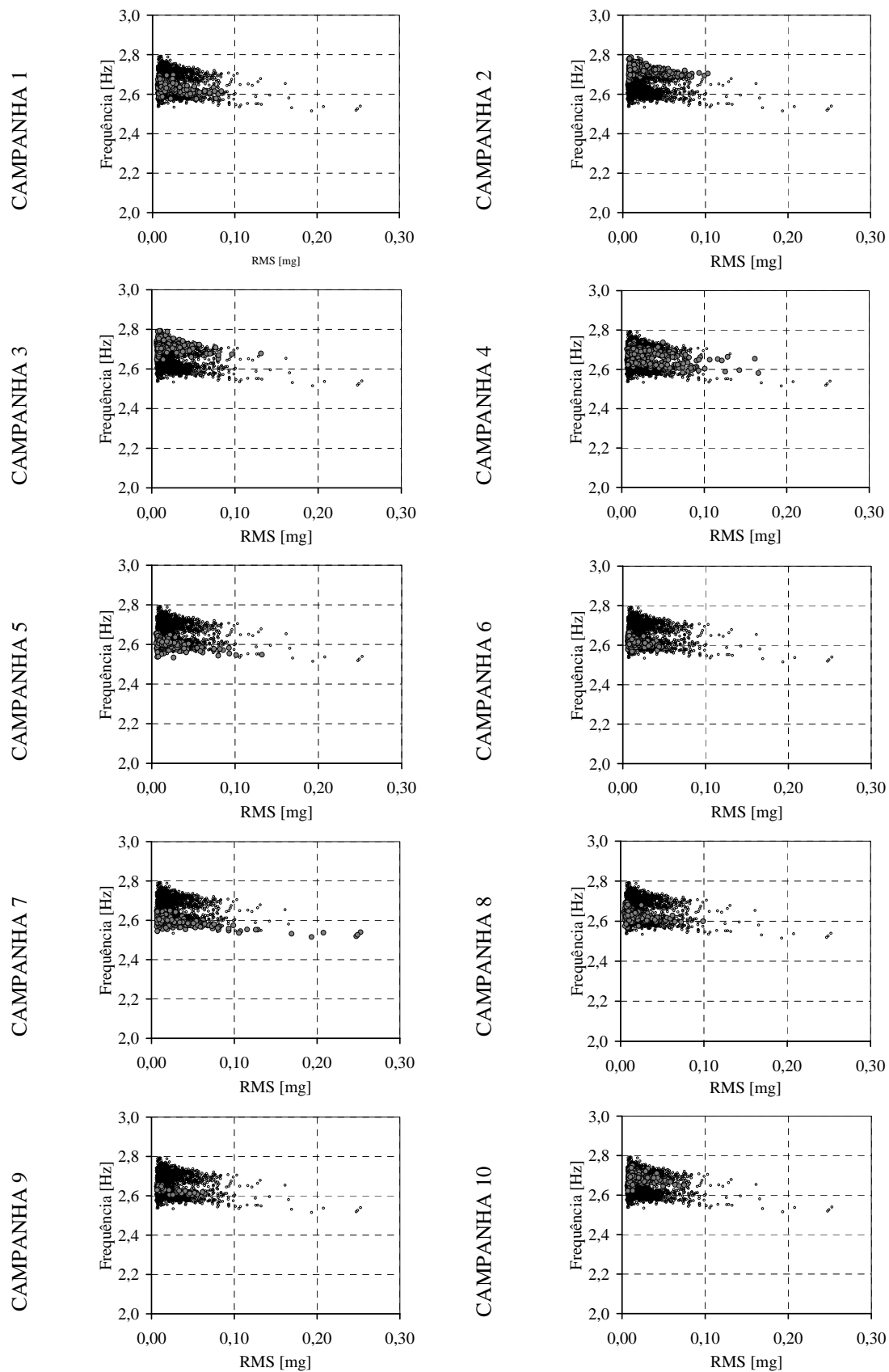
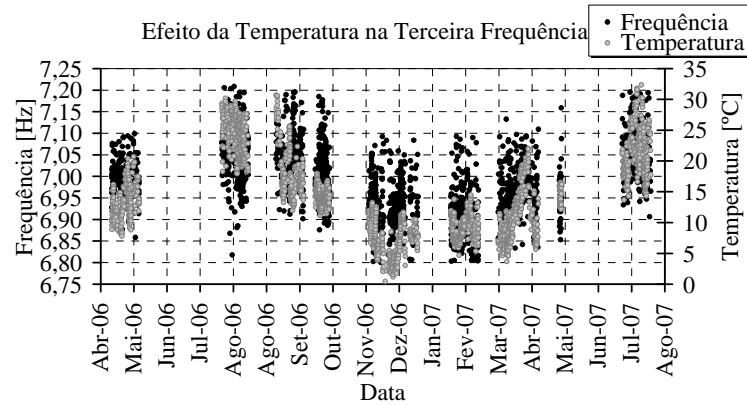
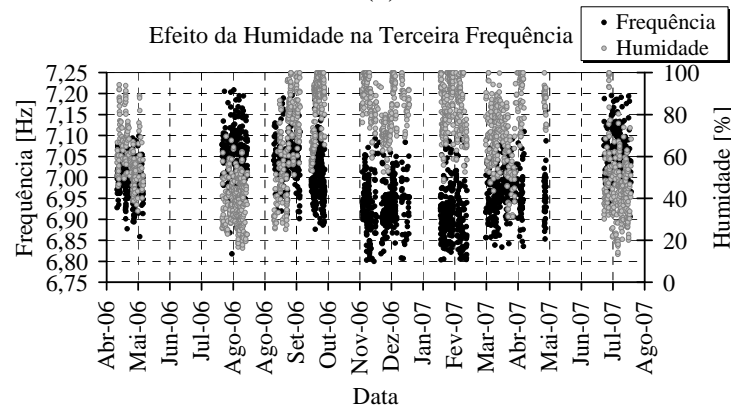


Figura A.8 – Variação da segunda frequência, em função do nível de excitação, em cada campanha de monitorização

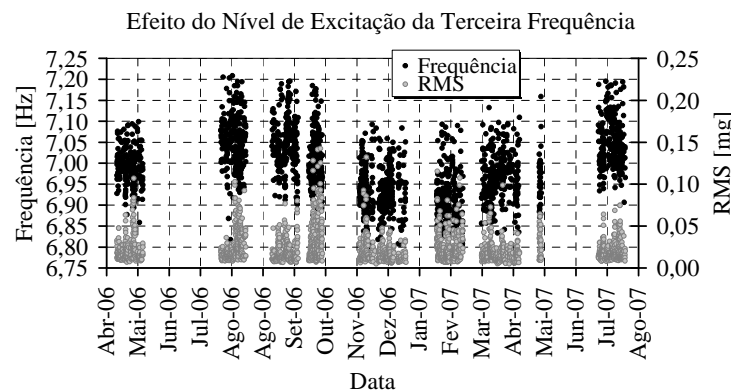
A.1.3. Efeitos dos Parâmetros Ambientais na 3ª Frequência



(a)



(b)



(c)

Figura A.9 – Efeito dos parâmetros ambientais na terceira frequência: (a) efeito da temperatura; (b) efeito da humidade e (c) efeito do nível de excitação da estrutura

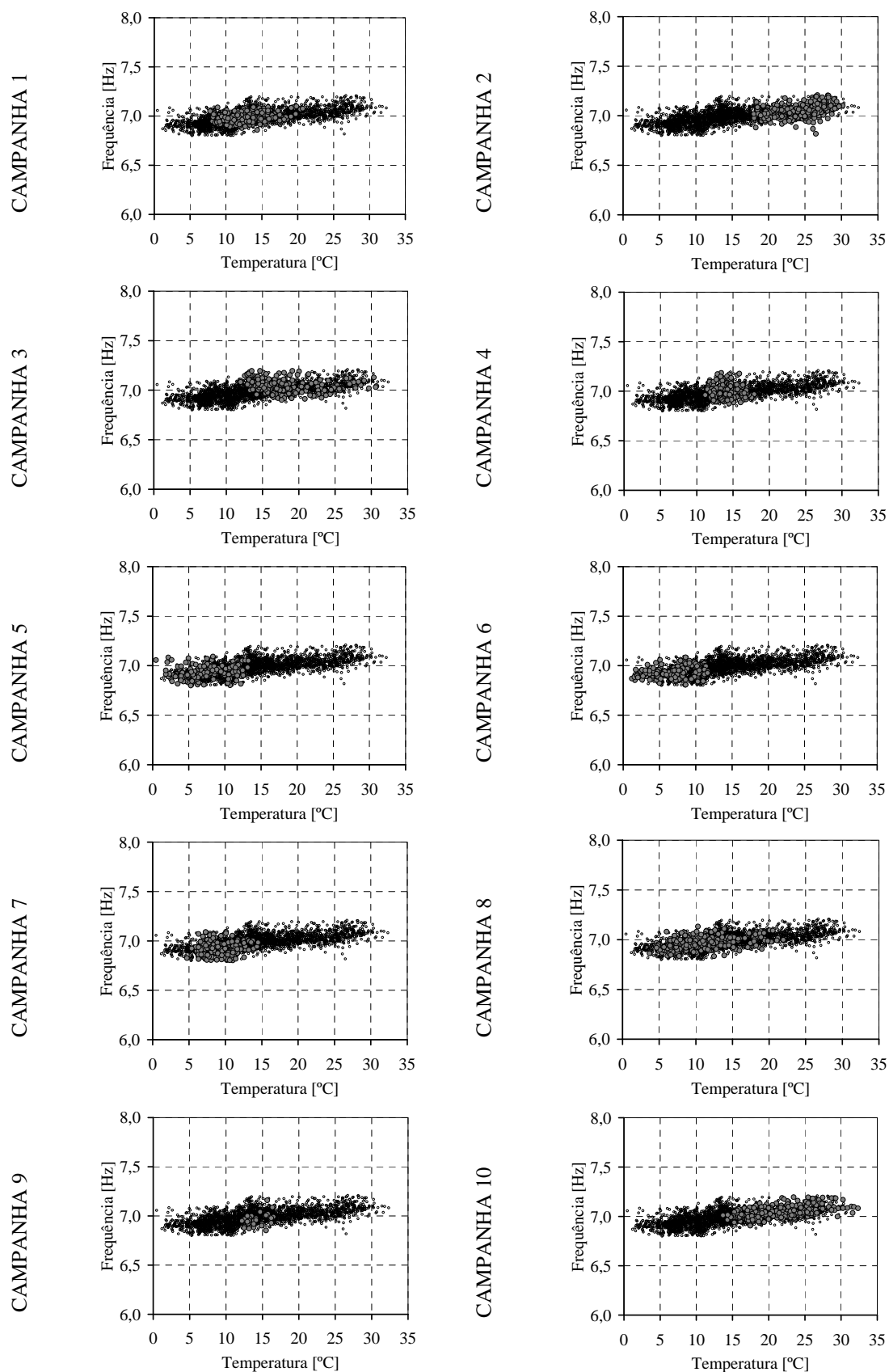


Figura A.10 – Variação da terceira frequência, em função da temperatura, em cada campanha de monitorização

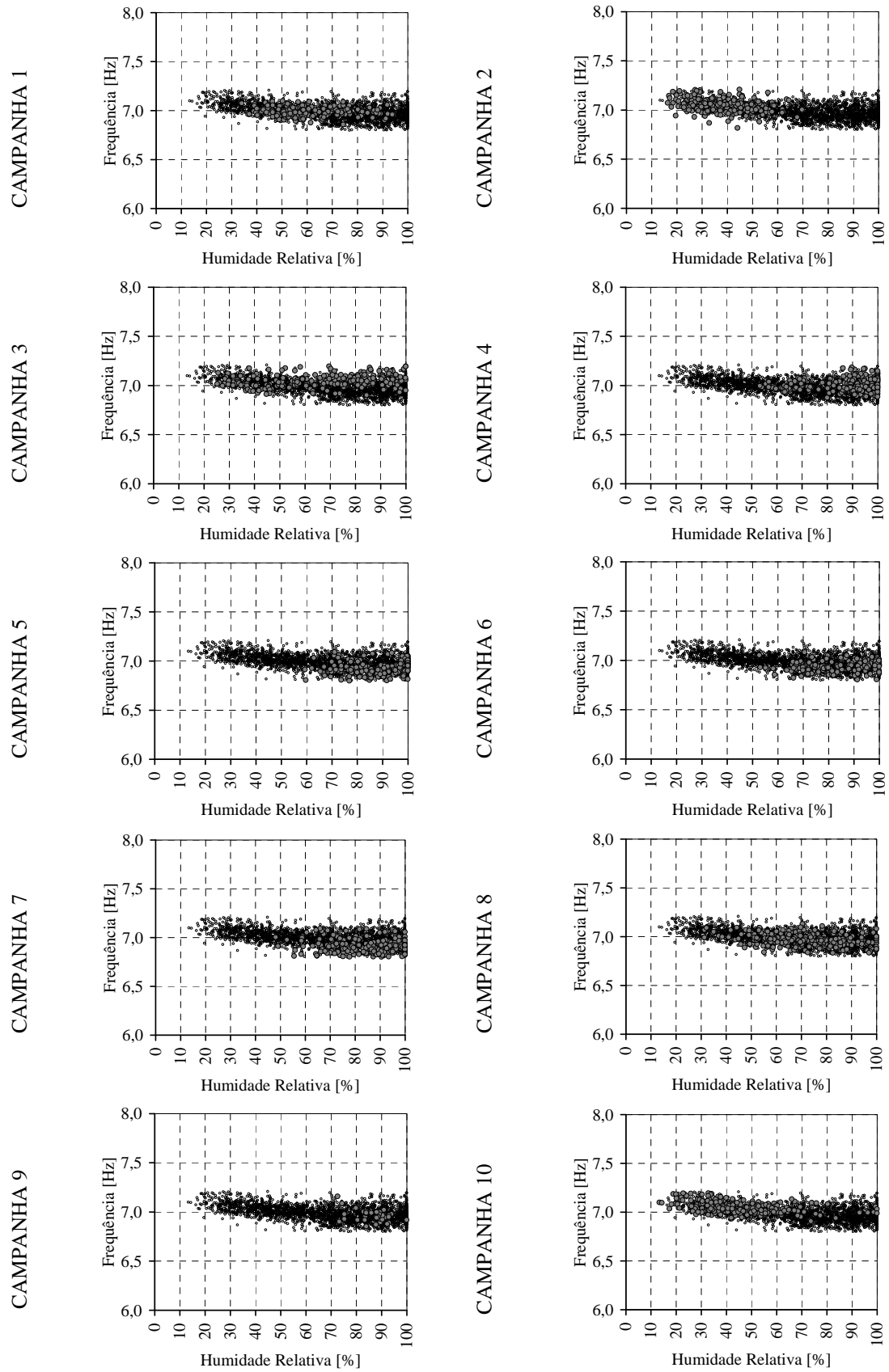


Figura A.11 – Variação da terceira frequência, em função da humidade relativa, em cada campanha de monitorização

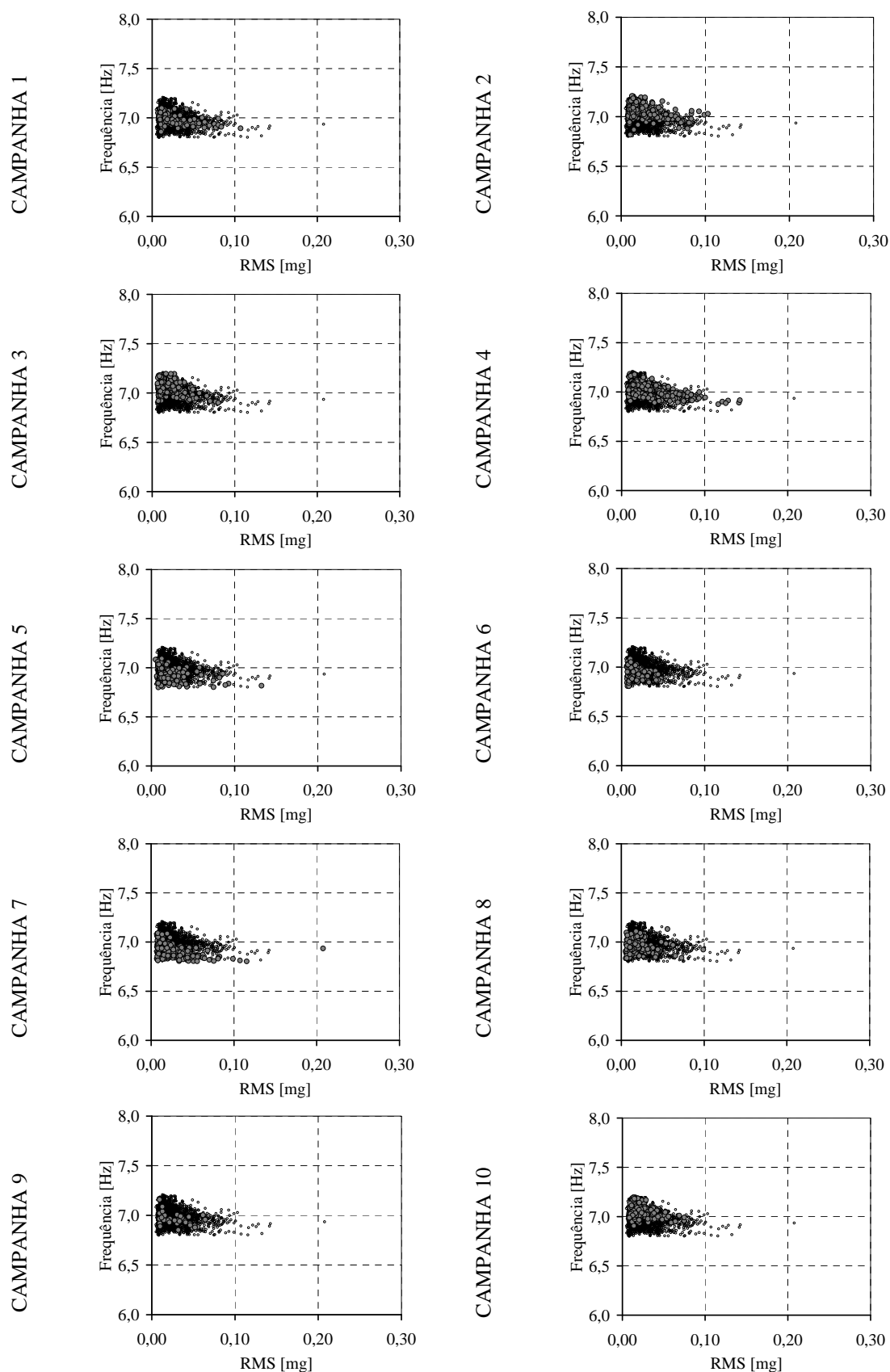


Figura A.12 – Variação da terceira frequência, em função do nível de excitação, em cada campanha de monitorização

